

DIMENSIONAMENTO SÍSMICO DE PÓRTICOS CONTRAVENTADOS METÁLICOS

NUNO HENRIQUE MENDES MOREIRA TEIXEIRA

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS

Orientador: Professor Doutor José Miguel de Freitas Castro

Coorientador: Eng^o. Tiago Ribeiro

JULHO DE 2013

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2012/2013

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2012/2013 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2013.*

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respetivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão eletrónica fornecida pelo respetivo Autor.

Aos meus pais

"Não fiquem adormecidos no sono fácil das ideias feitas"

Sócrates

AGRADECIMENTOS

O presente trabalho foi elaborado durante este último semestre mas significa, indubitavelmente, mais que isso. A conclusão e realização deste trabalho simboliza uma vitória importante para mim, e o acabar de uma fase fantástica da minha vida. Nesse sentido, expresso um agradecimento especial:

Ao professor doutor José Miguel de Freitas Castro, meu orientador, pelo apoio e disponibilidade sempre demonstrados durante a elaboração deste trabalho e pelo conhecimento que me inculuiu. Agradeço a simpatia, a paciência e a sempre boa disposição, bem como os seus inestimáveis conselhos.

Ao engenheiro Tiago Ribeiro (TAL Projecto), pelos conselhos e sugestões ao longo do período de realização do trabalho. O *input* completo de experiência foi uma ajuda inestimável e este trabalho, sem o engenheiro Tiago Ribeiro, não seria o mesmo.

Aos professores com que me cruzei ao longo deste caminho académico, que me provaram que o ensino superior em Portugal é um ensino de qualidade.

Aos meus amigos, pela amizade, convívio e paciência. Foi com eles que passei estes últimos 5 anos da minha vida e o suporte que me proporcionaram tem um valor incalculável. Sem eles a minha vida académica não teria tantas recordações cheias de saudade e alegria.

À minha irmã que, sendo mais nova que eu, sempre teve paciência para aguentar as minhas infantilidades.

Por fim, aos meus pais. Pela confiança que sempre depositaram em mim, pelo amor com que sempre me acarinharam e pela infinita paciência e compreensão.

RESUMO

Neste trabalho realizou-se um estudo de dimensionamento sísmico de pórticos metálicos contraventados em X. Foram utilizados cinco casos particulares de dimensionamento, nomeadamente, respeitando todas as regras do Eurocódigo 8 [1] e outras quatro variantes onde são violadas as prescrições mais condicionantes. Em todos os dimensionamentos é aplicada a metodologia *Improved Force-Based Design* (IFBD) proposta por Castro *et al.* [2], a qual é totalmente compatível com a metodologia do Eurocódigo 8. Após uma breve exposição das regras do Eurocódigo 8 e, também, da metodologia utilizada, o trabalho desenvolve-se com o dimensionamento de três estruturas metálicas com 4,8 e 12 pisos utilizando diferentes arranjos de contraventamento para o cenário sísmico previsto no Eurocódigo 8 para estruturas localizadas em Lisboa.

As soluções obtidas são comparadas em termos das secções adotadas, da quantidade de aço envolvida e do comportamento dissipativo expectável em situação sísmica. Com o objetivo de validar as variantes propostas, efetuam-se simulações numéricas não lineares no programa de elementos finitos OPENSEES.

PALAVRAS-CHAVE: Pórtico Contraventado Metálico, Improved Force-Based Design, Coeficiente de Comportamento, Elementos Dissipativos, Corte Basal

ABSTRACT

In this work was carried out a study of the seismic design of braced steel frames (X configuration). Five different seismic design cases were used, satisfying every rule of the Eurocode 8 [1], four additional design cases were used, where some critical rules are violated. In all of the seismic designs it was adopted the methodology of the Improved Force-Based Design (IFBD), proposed by Castro *et al.* [2], which is fully compatible with the rules of Eurocode 8. After a brief exposition of Eurocode 8 rules and also the IFBD's, the work addresses the design of three concentrically braced steel frames with 4, 8 and 12 floors using different brace arrangements for the seismic scenario provided in Eurocode 8 to steel structures located in Lisbon.

The solutions obtained are compared in terms of sections of the adopted profiles, the amount of steel involved and the dissipative behaviour expected in seismic situation. In order to validate these alternative arrangements, were performed nonlinear numerical simulations using the finite element program OPENSEES.

KEYWORDS: Braced Steel Frame, Improved Force-Based Design, Behaviour Factor, Dissipative Elements, Base Shear

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	I
RESUMO	III
ABSTRACT	V
1 INTRODUÇÃO.....	1
1.1. ENQUADRAMENTO GERAL.....	1
1.2. OBJETIVOS DA INVESTIGAÇÃO	2
1.3. ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO.....	3
2 DIMENSIONAMENTO SÍSMICO DE ESTRUTURAS METÁLICAS	5
2.1. INTRODUÇÃO	5
2.2. EUROCÓDIGO 8	6
2.2.1. CONCEITOS GERAIS	6
2.2.2. PRINCÍPIOS BÁSICOS DE CONCEÇÃO E PROJETO.....	6
2.2.3. AÇÃO SÍSMICA.....	7
2.2.4. COMPORTAMENTO DISSIPATIVO	9
2.2.5. REGRAS E VERIFICAÇÕES DE SEGURANÇA GERAIS	10
2.2.6. REGRAS ESPECÍFICAS PARA ESTRUTURAS METÁLICAS	12
2.2.7. REGRAS E VERIFICAÇÕES RELATIVAS A PÓRTICOS COM CONTRAVENTAMENTO CENTRADOS EM X.....	15
2.3. ANÁLISE SÍSMICA POR SOBREPOSIÇÃO MODAL	16
2.3.1. INTRODUÇÃO	16
2.3.2. BREVE DESCRIÇÃO DO MÉTODO DE SOBREPOSIÇÃO MODAL	17
2.4. IMPROVED FORCE-BASED DESIGN.....	21
3 DIMENSIONAMENTO DE UM PÓRTICO METÁLICO CONTRAVENTADO EM X SEGUNDO O EC8.....	25
3.1. INTRODUÇÃO	25
3.2. CONFIGURAÇÃO ESTRUTURAL	25
3.3. DISTRIBUIÇÃO DAS CARGAS VERTICAIS	26
3.4. CARACTERÍSTICAS DOS MATERIAIS	27
3.5. AÇÃO SÍSMICA E METODOLOGIA DE ANÁLISE	27
3.6. DIMENSIONAMENTO PARA CARGAS VERTICAIS	29
3.7. DIMENSIONAMENTO SÍSMICO PARA ELU E ELS	31

4 ESTUDO PARAMÉTRICO DE PÓRTICOS CONTRAVENTADOS EM X	37
4.1. INTRODUÇÃO	37
4.2. APRESENTAÇÃO E JUSTIFICAÇÃO DAS PROPOSTAS ALTERNATIVAS AO EC8	37
4.3. ESTUDO PARAMÉTRICO	39
4.4. PÓRTICOS DE 4 PISOS	43
4.4.1. DIMENSIONAMENTOS GRAVÍTICO	43
4.4.2. DIMENSIONAMENTO SÍSMICO PARA ELU E EL DE LIMITAÇÃO DE DANOS	43
4.4.2.1. Matriz de massa	43
4.4.2.2. Pórticos 4Y1	44
4.4.2.3. Pórticos 4Y2	44
4.4.2.4. Pórticos 4X2	45
4.4.2.5. Pórticos 4X4	46
4.4.3. PRINCIPAIS CONCLUSÕES SOBRE O DIMENSIONAMENTO SÍSMICO DOS PÓRTICOS DE 4 PISOS	47
4.5. PÓRTICOS DE 8 PISOS	49
4.5.1. DIMENSIONAMENTO GRAVÍTICO	49
4.5.2. DIMENSIONAMENTOS SÍSMICO	50
4.5.2.1. Matriz de massa	50
4.5.2.2. Pórticos 8Y1	51
4.5.2.3. Pórticos 8Y2	53
4.5.2.4. Pórticos 8X2	54
4.5.2.5. Pórtico 8X4	55
4.5.3. PRINCIPAIS CONCLUSÕES SOBRE O DIMENSIONAMENTO SÍSMICO DOS PÓRTICOS DE 8 PISOS	56
4.6. PÓRTICOS DE 12 PISOS	57
4.6.1. DIMENSIONAMENTO GRAVÍTICO	57
4.6.2. DIMENSIONAMENTO SÍSMICO	59
4.6.2.1. Matriz de massa	59
4.6.2.2. Pórticos 12Y1	60
4.6.2.3. Pórticos 12Y2	61
4.6.2.4. Pórtico 12X2	62
4.6.2.5. Pórticos 12X4	64
4.6.3. PRINCIPAIS CONCLUSÕES SOBRE O DIMENSIONAMENTO SÍSMICOS DOS PÓRTICOS DE 12 PISOS	64
4.7. CONCLUSÕES FINAIS	65

5 AVALIAÇÃO DO DESEMPENHO SÍSMICO	67
5.1. INTRODUÇÃO	67
5.2. ANÁLISE ESTÁTICA NÃO-LINEAR (<i>PUSHOVER</i>)	67
5.3. OPEN SYSTEM FOR EARTHQUAKE ENGINEERING SIMULATION (OPENSEES).....	68
5.4. MODELAÇÃO DOS PÓRTICOS CONTRAVENTADOS METÁLICOS NO OPENSEES	68
5.5. VALIDAÇÃO DA MODELAÇÃO ADOTADA PARA OS CONTRAVENTAMENTOS.....	72
5.6. RESULTADOS	74
5.6.1. INTRODUÇÃO	74
5.6.2. PÓRTICOS DE 4 PISOS	75
5.6.2.1. Resultados gerais	75
5.6.2.2. Pórtico 4Y1	76
5.6.2.3. Pórtico 4Y2	79
5.6.2.4. Pórtico 4X2	81
5.6.2.5. Pórtico 4X4	83
5.6.2.6. Principais conclusões sobre os pórticos de 4 pisos	84
5.6.3. PÓRTICOS DE 8 PISOS	85
5.6.3.1. Resultados gerais	85
5.6.3.2. Pórtico 8Y1	86
5.6.3.3. Pórtico 8Y2	88
5.6.3.4. Pórtico 8X2	90
5.6.3.5. Principais conclusões para os pórticos de 8 pisos	91
5.6.4. PÓRTICOS DE 12 PISOS	91
5.6.4.1. Resultados gerais	91
5.6.4.2. Pórtico 12Y1	93
5.6.4.3. Pórtico 12Y2	95
5.6.4.4. Pórtico 12X2	97
5.6.4.5. Principais conclusões para os pórticos de 12 pisos	98
6 CONSIDERAÇÕES FINAIS	99
6.1. CONCLUSÕES.....	99
6.2. RECOMENDAÇÕES PARA TRABALHO FUTURO	100
BIBLIOGRAFIA	101
ANEXOS.....	103
AN.1 – PÓRTICO 4Y1	103

AN.2 – PÓRTICO 4Y2	108
AN.3 – PÓRTICO 4X2	113
AN.4 – PÓRTICO 4X4	118
AN.5 – PÓRTICO 8Y1	128
AN.6 - PÓRTICO 8Y2	138
AN.7 - PÓRTICO 8X2	148
AN.8 – PÓRTICO 8X4	158
AN.9 - PÓRTICO 12Y1	160
AN.10 - PÓRTICO 12Y2	170
AN.11 - PÓRTICO 12X2	180

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig. 1.1 – Efeito destrutivo de um sismo	1
Fig. 2.1 - Espectro de resposta elástico [1].....	7
Fig. 2.2 – Representação do comportamento não linear [4]	10
Fig. 2.3 – Pórticos com contraventamentos diagonais concêntricos (zonas de dissipação de energia apenas nas diagonais tracionadas) [1]	14
Fig. 2.4 – Pórticos com contraventamentos concêntricos em V (zonas de dissipação de energia nas diagonais tracionadas e comprimidas) [1].....	14
Fig. 2.5 – Pórticos com contraventamentos excêntricos (zonas de dissipação de energia nos <i>links</i> com funcionamento em flexão ou em corte) [1].....	14
Fig. 2.6 – <i>Soft-Storey</i> numa estrutura com diagonais [6].....	14
Fig. 2.7 - Idealização de um oscilador de um grau de liberdade, SDOF [4]	17
Fig. 2.8 - SDOF sujeito a uma excitação na base [4]	17
Fig. 2.9 - Diferentes modos de vibração de uma estrutura de 4 pisos [4]	19
Fig. 2.10 – Curva de resposta lateral [2]	22
Fig. 3.1 – Planta estrutural	25
Fig. 3.2 – Pórtico a estudar neste capítulo.....	26
Fig. 3.3 – Distribuição de cargas verticais aos pórticos contraventados em estudo	26
Fig. 3.4 – Espectro de resposta elástico e de cálculo (design) para um valor de coeficiente de comportamento de $q=4$	29
Fig. 3.5 – Pórtico para dimensionamento gravítico.....	30
Fig. 3.6 - Modelo estrutural para o dimensionamento do pórtico.....	31
Fig. 4.1 – Resposta a um carregamento cíclico de um elemento de contraventamento [10].....	38
Fig. 4.2 – Quanto maior a área a sombreado maior a quantidade de energia mecânica dissipada	38
Fig. 4.3 – Representação em planta, Y1	40
Fig. 4.4 – Representação em planta, Y2.....	40
Fig. 4.5 – Representação em planta, X2.....	40
Fig. 4.6 – Representação em planta, X4.....	40
Fig. 4.7 – Alçado da estrutura de 4 pisos na direção Y, com 1 vão/alinhamento de contraventamentos (4Y1).....	41
Fig. 4.8 - Alçado da estrutura de 4 pisos na direção Y, com 2 vãos/alinhamentos de contraventamentos (4Y2).....	41
Fig. 4.9 - Alçado da estrutura de 4 pisos na direção X, com 2 vãos/alinhamentos de contraventamentos (4X2).....	41

Fig. 4.10 - Alçado da estrutura de 4 pisos na direção X, com 4 vãos/alinhamentos de contraventamentos (4X4)	41
Fig. 4.11 - Alçado da estrutura de 8 pisos na direção Y, com 1 vão/alinhamento de contraventamentos (8Y1)	41
Fig. 4.12 - Alçado da estrutura de 8 pisos na direção Y, com 2 vãos/alinhamentos de contraventamentos (8Y2)	41
Fig. 4.13 - Alçado da estrutura de 8 pisos na direção X, com 2 vãos/alinhamentos de contraventamentos (8X2)	42
Fig. 4.14 - Alçado da estrutura de 12 pisos na direção X, com 4 vãos/alinhamentos de contraventamentos (8X4)	42
Fig. 4.15 - Alçado da estrutura de 12 pisos na direção Y, com 1 vão/alinhamento de contraventamentos (12Y1)	42
Fig. 4.16 - Alçado da estrutura de 12 pisos na direção Y, com 2 vãos/alinhamentos de contraventamentos (12Y2)	42
Fig. 4.17 - Alçado da estrutura de 12 pisos na direção X, com 2 vãos/alinhamentos de contraventamentos (12X2)	43
Fig. 4.18 - Alçado da estrutura de 12 pisos na direção X, com 4 vãos/alinhamentos de contraventamentos (12X4)	43
Fig. 4.19 – Resultados do dimensionamento sísmico para o pórtico 4Y1	44
Fig. 4.20 – Modelo estrutural da estrutura 4Y2	45
Fig. 4.21 - Resultados do dimensionamento sísmico para o pórtico 4Y2	45
Fig. 4.22 – Modelo estrutural do pórtico 4X2.....	46
Fig. 4.23 - Resultados do dimensionamento sísmico para o pórtico 4X2	46
Fig. 4.24 – Modelo estrutural do pórtico 4X4.....	47
Fig. 4.25 - Resultados do dimensionamento sísmico para o pórtico 4X4	47
Fig. 4.26 – Coeficiente de comportamento (q) das várias soluções de 4 pisos.....	48
Fig. 4.27 – Modelo estrutural do pórtico 8Y1.....	52
Fig. 4.28 - Resultados do dimensionamento sísmico para o pórtico 8Y1	52
Fig. 4.29 – Modelo estrutural do pórtico 8Y2.....	53
Fig. 4.30 - Resultados do dimensionamento sísmico para o pórtico 8Y2	54
Fig. 4.31 – Modelo estrutural do pórtico 8X2.....	54
Fig. 4.32 - Resultados do dimensionamento sísmico para o pórtico 8X2	55
Fig. 4.33 – Modelo estrutural do pórtico 8X4.....	56
Fig. 4.34 - Coeficiente de comportamento (q) das várias soluções de 8 pisos.....	57
Fig. 4.35 – Modelo estrutural do pórtico 12Y1	60
Fig. 4.36 - Resultados do dimensionamento sísmico para o pórtico 12Y1	60

Fig. 4.37 – Modelo estrutural do pórtico 12Y2	61
Fig. 4.38 - Resultados do dimensionamento sísmico para o pórtico 12Y2.....	62
Fig. 4.39 – Modelo estrutural do pórtico 12X2	63
Fig. 4.40 - Resultados do dimensionamento sísmico para o pórtico 12X2.....	63
Fig. 4.41 – Modelo estrutural do pórtico 12X4	64
Fig. 4.42 - Coeficiente de comportamento (q) das várias soluções de 12 pisos	65
Fig. 5.1 – Esquema simplificado de uma curva <i>pushover</i> a um sistema porticado simples [14].....	68
Fig. 5.2 – Perfil HE220AA com a subdivisão em fibras.....	69
Fig. 5.3 – Comportamento bilinear adotado para o material [16].....	70
Fig. 5.4 – Erro no programa OPENSEES	70
Fig. 5.5 – Esquema da ligação.....	71
Fig. 5.6 – Encurvadura dos elementos de contraventamento [19]	72
Fig. 5.7 – Esquema simplificado do ensaio monotónico à compressão [9]	72
Fig. 5.8 – Comparação entre os resultados obtidos no ABAQUS e no OpenSEES.....	73
Fig. 5.9 – Ensaio monotónico à compressão de um elemento HE220AA	74
Fig. 5.10 – Ensaio monotónico à tração de um elemento HE220AA.....	74
Fig. 5.11 – Curva <i>pushover</i> do pórtico 4Y1, dimensionado pelas regras do EC8	75
Fig. 5.12 – Corte basal vs deslocamento (4Y1)	76
Fig. 5.13 – Corte basal normalizado vs deslocamento (4Y1)	76
Fig. 5.14 – <i>Drifts</i> [%] aquando o nó de controlo atinge 0,25% da altura do pórtico (4Y1).....	76
Fig. 5.15 – <i>Drifts</i> normalizados aquando o nó de controlo atinge 0,25% da altura do pórtico (4Y1) ...	76
Fig. 5.16 – <i>Drifts</i> [%] aquando o nó de controlo atinge 1,5% da altura do pórtico (4Y1).....	76
Fig. 5.17 – <i>Drifts</i> normalizados aquando o nó de controlo atinge 1,5% da altura do pórtico (4Y1)	76
Fig. 5.18 – Exemplo de uma situação de <i>soft-storey</i> num pórtico de 4 pisos	78
Fig. 5.19 – Corte basal vs deslocamento (4Y2)	79
Fig. 5.20 – Corte basal normalizado vs deslocamento (4Y2)	79
Fig. 5.21 – <i>Drifts</i> [%] aquando o nó de controlo atinge 0,25% da altura do pórtico (4Y2).....	79
Fig. 5.22 – <i>Drifts</i> normalizados aquando o nó de controlo atinge 0,25% da altura do pórtico (4Y2) ...	79
Fig. 5.23 – <i>Drifts</i> [%] aquando o nó de controlo atinge 1,5% da altura do pórtico (4Y2).....	79
Fig. 5.24 – <i>Drifts</i> normalizados aquando o nó de controlo atinge 1,5% da altura do pórtico (4Y2)	79
Fig. 5.25 - Corte basal vs deslocamento (4X2).....	81
Fig. 5.26 - Corte basal normalizado vs deslocamento (4X2)	81
Fig. 5.27 - <i>Drifts</i> [%] aquando o nó de controlo atinge 0,25% da altura do pórtico (4X2).....	81

Fig. 5.28 - <i>Drifts</i> normalizados aquando o nó de controlo atinge 0,25% da altura do pórtico (4X2)	81
Fig. 5.29 - <i>Drifts</i> [%] aquando o nó de controlo atinge 1,5% da altura do pórtico (4X2)	81
Fig. 5.30 - <i>Drifts</i> normalizados aquando o nó de controlo atinge 1,5% da altura do pórtico (4X2)	81
Fig. 5.31 - Corte basal vs deslocamento (4X4)	83
Fig. 5.32 - Corte basal normalizado vs deslocamento (4X4)	83
Fig. 5.33 - <i>Drifts</i> [%] aquando o nó de controlo atinge 0,25% da altura do pórtico (4X4)	83
Fig. 5.34 - <i>Drifts</i> normalizados aquando o nó de controlo atinge 0,25% da altura do pórtico (4X4)	83
Fig. 5.35 - <i>Drifts</i> [%] aquando o nó de controlo atinge 1,5% da altura do pórtico (4X4)	83
Fig. 5.36 - <i>Drifts</i> normalizados aquando o nó de controlo atinge 1,5% da altura do pórtico (4X4)	83
Fig. 5.37 - Curva <i>pushover</i> do pórtico 8Y1, dimensionado pelas regras do EC8	85
Fig. 5.38 - Corte basal vs deslocamento (8Y1)	86
Fig. 5.39 - Corte basal normalizado vs deslocamento (8Y1)	86
Fig. 5.40 - <i>Drifts</i> [%] aquando o nó de controlo atinge 0,25% da altura do pórtico (8Y1)	86
Fig. 5.41 - <i>Drifts</i> normalizados aquando o nó de controlo atinge 0,25% da altura do pórtico (8Y1)	86
Fig. 5.42 - <i>Drifts</i> [%] aquando o nó de controlo atinge 1,5% da altura do pórtico (8Y1)	86
Fig. 5.43 - <i>Drifts</i> normalizados aquando o nó de controlo atinge 1,5% da altura do pórtico (8Y1)	86
Fig. 5.44 - Corte basal vs deslocamento (8Y2)	88
Fig. 5.45 - Corte basal normalizado vs deslocamento (8Y2)	88
Fig. 5.46 - <i>Drifts</i> [%] aquando o nó de controlo atinge 0,25% da altura do pórtico (8Y2)	88
Fig. 5.47 - <i>Drifts</i> normalizados aquando o nó de controlo atinge 0,25% da altura do pórtico (8Y2)	88
Fig. 5.48 - <i>Drifts</i> [%] aquando o nó de controlo atinge 1,5% da altura do pórtico (8Y2)	88
Fig. 5.49 - <i>Drifts</i> normalizados aquando o nó de controlo atinge 1,5% da altura do pórtico (8Y2)	88
Fig. 5.50 - Corte basal vs deslocamento (8X2)	90
Fig. 5.51 - Corte basal normalizado vs deslocamento (8X2)	90
Fig. 5.52 - <i>Drifts</i> [%] aquando o nó de controlo atinge 0,25% da altura do pórtico (8X2)	90
Fig. 5.53 - <i>Drifts</i> normalizados aquando o nó de controlo atinge 0,25% da altura do pórtico (8X2)	90
Fig. 5.54 - <i>Drifts</i> [%] aquando o nó de controlo atinge 1,5% da altura do pórtico (8X2)	90
Fig. 5.55 - <i>Drifts</i> normalizados aquando o nó de controlo atinge 1,5% da altura do pórtico (8X2)	90
Fig. 5.56 - Curva <i>pushover</i> do pórtico 12Y1, dimensionado pelas regras do EC8	92
Fig. 5.57 - Corte basal vs deslocamento (12Y1)	93
Fig. 5.58 - Corte basal normalizado vs deslocamento (12Y1)	93
Fig. 5.59 - <i>Drifts</i> [%] aquando o nó de controlo atinge 0,25% da altura do pórtico (12Y1)	93
Fig. 5.60 - <i>Drifts</i> normalizados aquando o nó de controlo atinge 0,25% da altura do pórtico (12Y1) ..	93

Fig. 5.61 - <i>Drifts</i> [%] aquando o nó de controlo atinge 1,5% da altura do pórtico (12Y1).....	93
Fig. 5.62 - <i>Drifts</i> normalizados aquando o nó de controlo atinge 1,5% da altura do pórtico (12Y1)	93
Fig. 5.63 - Corte basal vs deslocamento (12Y2).....	95
Fig. 5.64 - Corte basal normalizado vs deslocamento (12Y2)	95
Fig. 5.65 - <i>Drifts</i> [%] aquando o nó de controlo atinge 0,25% da altura do pórtico (12Y2).....	95
Fig. 5.66 - <i>Drifts</i> normalizados aquando o nó de controlo atinge 0,25% da altura do pórtico (12Y2) ..	95
Fig. 5.67 - <i>Drifts</i> [%] aquando o nó de controlo atinge 1,5% da altura do pórtico (12Y2).....	95
Fig. 5.68 - <i>Drifts</i> normalizados aquando o nó de controlo atinge 1,5% da altura do pórtico (12Y2)	95
Fig. 5.69 - Corte basal vs deslocamento (12X2).....	97
Fig. 5.70 - Corte basal normalizado vs deslocamento (12X2)	97
Fig. 5.71 - <i>Drifts</i> [%] aquando o nó de controlo atinge 0,25% da altura do pórtico (12X2).....	97
Fig. 5.72 - - <i>Drifts</i> normalizados aquando o nó de controlo atinge 0,25% da altura do pórtico (12X2)	97
Fig. 5.73 - <i>Drifts</i> [%] aquando o nó de controlo atinge 1,5% da altura do pórtico (12X2).....	97
Fig. 5.74 - <i>Drifts</i> normalizados aquando o nó de controlo atinge 1,5% da altura do pórtico (12X2)	97

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 2.1 – Classes de importância das várias edificações previstas no EC8 [1].....	8
Quadro 2.2 – Coeficiente de comportamento previstos no EC8.....	12
Quadro 2.3 – Coeficiente de comportamento para estruturas regulares em altura.....	13
Quadro 2.4 – Classe da seção metálica necessária para os elementos dissipativos em função da classe de ductilidade e do coeficiente comportamentos	15
Quadro 3.1 – Cargas verticais de dimensionamento	26
Quadro 3.2 – Cargas gravíticas para o dimensionamento sísmico do pórtico contraventados metálico	27
Quadro 3.3 – Parâmetros relativos à ação sísmica Tipo 1 (EC8, NA).....	27
Quadro 3.4 – Parâmetros relativos à ação sísmica Tipo 2 (EC8, NA).....	28
Quadro 3.5 – Soluções adotadas para a laje e para as vigas secundárias da estrutura	30
Quadro 3.6 – Seções resultantes do dimensionamento gravítico do pórtico contraventados de 4 pisos	31
Quadro 3.7 – Flechas máximas das vigas principais em ELS	31
Quadro 3.8 – Massa por piso a considerar no dimensionamento sísmico do pórtico de 4 pisos.....	32
Quadro 3.9 – Elementos de contraventamento do pórtico em análise segundo o EC8 (1ª tentativa) .	33
Quadro 3.10 - Elementos de contraventamento do pórtico em análise segundo o EC8 (2ª tentativa)	33
Quadro 3.11 - Solução final em termos de elementos de contraventamento.....	34
Quadro 3.12 – Seções finais do pórtico 4Y1 segundo o EC8.....	34
Quadro 3.13 – Solução final dos elementos de contraventamento	35
Quadro 3.14 – Verificação para desprezar efeitos $P-\Delta$	35
Quadro 3.15 – Verificação para ELS.....	35
Quadro 4.1 – Variantes que violam o regulamento.....	39
Quadro 4.2 – Quadro resumo dos casos de dimensionamento	43
Quadro 4.3 – Esforços em ELU para o pórtico de 8 pisos.....	49
Quadro 4.4 – Solução do dimensionamento gravítico dos pórticos de 8 pisos	50
Quadro 4.5 – Massa por piso a considerar no dimensionamento sísmico do pórtico de 8 pisos.....	51
Quadro 4.6 – Esforços em ELU para o pórtico de 12 pisos.....	58
Quadro 4.7 – Solução do dimensionamento gravítico dos pórticos de 12 pisos	58
Quadro 4.8 - Massa por piso a considerar no dimensionamento sísmico do pórtico de 12 pisos	59

SÍMBOLOS, ACRÓNIMOS E ABREVIATURAS

CBF – Pórtico metálico com contraventamentos centrados (*Concentrically-Braced Frame*)

EC8 – Eurocódigo 8

EC0 – Eurocódigo 0

EC3 – Eurocódigo 3

ELS – Estado limite de serviço

ELU – Estado limite último

IFBD – Improved Force-Based Design

MRF – Pórtico metálico de ligações rígidas (*Moment-Resisting Frame*)

q – Coeficiente de comportamento

T – Período de vibração de um sistema de um grau de liberdade

T_B – Limite inferior do troço de aceleração constante

T_C – Limite superior do troço de aceleração constante

T_D – Valor que define o troço de deslocamento constante

V_d – Corte basal de cálculo

V_{el} – Corte basal elástico

θ – Coeficiente de sensibilidade ao deslocamento horizontal

Ω – Coeficiente de sobrerresistência

d_r – Deslocamento relativo entre pisos

DCL – *Ductility Class Low* (classe de ductilidade baixa)

DCM – *Ductility Class Medium* (classe de ductilidade média)

DCH – *Ductility Class High* (classe de ductilidade alta)

a_g – Valor de cálculo da aceleração em rocha

χ – fator redutor por encurvadura

SDOF – *single degree of freedom* (sistema de um grau de liberdade)

ξ – amortecimento viscoso (em percentagem)

η – coeficiente de correção do amortecimento

1

INTRODUÇÃO

1.1. ENQUADRAMENTO GERAL

Os eventos sísmicos desde sempre afetaram de forma séria as várias sociedades mundiais (Fig. 1.1) e apenas recentemente, com os inúmeros avanços técnicos e científicos, foi possível a adoção de medidas preventivas mais eficientes. O paradigma de dimensionamento procura não só evitar a perda de vidas humanas, mas também limitar os danos de um evento sísmico a níveis que permitam a reabilitação estrutural a custos admissíveis.



Fig. 1.1 – Efeito destrutivo de um sismo

Apesar de todos os progressos no conhecimento técnico e científico, ainda não é possível um alerta antecipado da ocorrência de um evento sísmico. De qualquer das formas, é possível nos dias de hoje dimensionar as edificações de engenharia civil de modo a que estas tenham um comportamento sísmico não catastrófico. Esse dimensionamento visa evitar o colapso estrutural e limitar os danos de modo a que a reabilitação estrutural, *a posteriori*, não seja muito dispendiosa.

O sismo de Lisboa de 1755 foi um marco para a engenharia sísmica. Depois dos enormes prejuízos sociais e económicos, fruto da situação caótica, foi construída de raiz uma nova cidade com disposições construtivas e estruturais onde se esperava melhor comportamento. Um exemplo dessas disposições, que na altura foi uma inovação, é a gaiola pombalina do eng^o. Manuel da Maia, que se trata de uma solução contraventada de elevada rigidez.

Outros eventos sísmicos, estes mais recentes, mostram também as consequências mais ou menos devastadoras devido à ausência de medidas preventivas na conceção das estruturas para resistirem a sismos. O sismo que atingiu Port-au-Prince (Haiti), em 2010, revelou o contraste enorme do desempenho estrutural das estruturas desse país e do desempenho verificado pelas estruturas japonesas aquando do sismo de 2011 que visou a costa nordeste do Japão. O Japão mostrou assim os benefícios que podem ser

alcançados quando se adota medidas construtivas e de projeto racionais, o que foi traduzido, naturalmente, pela menor perda de vidas humanas.

No caso das estruturas metálicas, o sismo de Northridge (Califórnia) em 1994 e o sismo de Kobe (Japão) em 1995 danificaram gravemente essas edificações, sendo que, na altura, era economicamente inviável qualquer tipo de reparação das estruturas metálicas danificadas. Consequentemente, promoveu-se um conjunto largo de investigações para impedir que análogos danos se voltassem a repetir no futuro. É imperativo que as estruturas apresentem bom comportamento sísmico de modo a que os danos provocados por este não sejam exagerados e que seja possível realizar a reabilitação estrutural de uma forma minimamente racional e económica.

A introdução destes conceitos de dimensionamento sísmico nos regulamentos tem sido feita de forma relativamente gradual. Em Portugal, por exemplo, a norma atualmente em vigor é o EC8 que substituiu o antigo RSA. A evolução das abordagens de cálculo e as exigências normativas cada vez mais rigorosas representam o esforço significativo que tem sido feito ao longo dos anos de modo a otimizar o comportamento sísmico das estruturas que compõem o suporte social do ser humano.

Atualmente, as normas ainda são um foco de alargada discussão e investigação constante muito por culpa da complexidade associada ao fenómeno físico em si.

É neste contexto social e científico que se insere o presente trabalho, onde se propõe alterações à atual norma em vigor, de modo a tornar mais racionais as soluções obtidas com configurações estruturais de pórticos contraventados metálicos.

1.2. OBJETIVOS DA INVESTIGAÇÃO

Este trabalho tem como principal objetivo efetuar um estudo comparativo sobre o dimensionamento sísmico de pórticos metálicos contraventados em X respeitando o atual regulamento, Eurocódigo 8 [1], e propondo algumas alterações visando os parâmetros de projeto que colocam as maiores dificuldades aos projetistas e tornam, muitas vezes, esta solução estrutural pouco económica.

Utilizou-se a metodologia de cálculo conhecida por *Improved Force-Based Design* desenvolvida por Castro *et al.* [2] que, tal como será explicado adiante, é totalmente compatível com as disposições do Eurocódigo 8. Esta nova metodologia tem como principal característica a adoção de um coeficiente de comportamento (q) mais próximo da realidade, atendendo às características de comportamento das estruturas idealizadas. De uma forma simplificada, em vez de um coeficiente de comportamento empírico (aquele que é proposto no EC8), utiliza-se um coeficiente de comportamento racional face às características das estruturas e da ação sísmica em questão.

No estudo são consideradas três estruturas localizadas em Lisboa com 4, 8 e 12 pisos, constituídas por pórticos metálicos com contraventamentos centrados em X em ambas as direções horizontais (longitudinal e transversal). Os arranjos dos contraventamentos são diferentes de modo a que seja possível observar quais as diferenças existentes, a nível de cálculo e a nível de comportamento, quando se utilizam mais alinhamentos verticais de elementos de contraventamento.

São apresentadas as principais razões que levam a resultados relativamente elevados no que toca ao peso estrutural, quando são seguidas todas as prescrições do EC8. Seguidamente, são propostas e justificadas 4 alterações ao regulamento, que visam os pontos mais condicionantes.

A parte final deste trabalho tem por objetivo validar as propostas apresentadas, com recurso a um programa de elementos finitos, mais concretamente, o OpenSEES [3] (*Open System for Earthquake*

Engineering Simulation) realizando análises não lineares e comparando as várias propostas de alteração com os resultados numéricos das estruturas dimensionadas segundo o EC8.

1.3. ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

A presente dissertação é constituída por seis capítulos, contendo também referências bibliográficas e anexos, em que se destacam duas partes principais. Na parte inicial são descritas as regras do Eurocódigo 8 [1], a metodologia utilizada (IFBD) e a análise linear adotada (sobreposição modal); abordam-se as dificuldades impostas pelo regulamento na sua aplicação de estruturas metálicas contraventadas, e propõem-se alterações ao regulamento a parti da análise e dimensionamento de estruturas de 4, 8 e 12 pisos. A segunda parte da dissertação foca-se na avaliação do comportamento não-linear das várias estruturas dimensionadas.

A organização dos capítulos permite uma apresentação estruturada da informação contida neste trabalho. Desta forma, o primeiro capítulo realiza uma breve referência à evolução das preocupações e dos conceitos que envolvem a conceção de estruturas sísmo-resistentes. São ainda apresentados os objetivos da presente dissertação e respetiva estruturação.

No segundo capítulo apresentam-se as regras de dimensionamento sísmico prescritas pela norma europeia, EC8. São identificadas algumas limitações desta norma que têm sido alvo de investigação e que culminaram na proposta de um procedimento alternativo. Para além disto, é feita uma breve referência ao método da sobreposição modal que é o método padrão de análise estrutural dinâmica do EC8. No final do segundo capítulo descreve-se também a metodologia de dimensionamento utilizada, mais concretamente, IFBD.

O terceiro capítulo é destinado à apresentação de uma caso de estudo, com o objetivo de apresentar as dificuldades sentidas no dimensionamento sísmico dos pórticos metálicos com contraventamentos centrados em X.

No quarto capítulo apresentam-se as várias variantes ao regulamento. Seguidamente, são expostos os casos de estudo alvo e o seu dimensionamento sísmico. Os resultados deste dimensionamento são apresentados em forma de peso em aço sendo que as seções e as prescrições mais condicionantes podem ser consultadas em anexo. São também realizados comentários aos resultados obtidos.

No quinto capítulo é realizado um estudo não-linear com recurso a um programa de elementos finitos. São expostos e criticados os resultados mais relevantes que foram obtidos com esta análise mais avançada.

Por fim, no sexto capítulo são recapituladas as principais conclusões proporcionadas pela investigação. Apresentam-se também algumas recomendações para desenvolvimentos futuros no âmbito do dimensionamento sísmico de estruturas metálicas com contraventamento centrado em X.

2

DIMENSIONAMENTO SÍSMICO DE ESTRUTURAS METÁLICAS

2.1. INTRODUÇÃO

Neste capítulo apresentam-se as principais regras presentes no regulamento sísmico em vigor, mais concretamente, o Eurocódigo 8 [1], assim como a metodologia de cálculo utilizada no presente estudo, o *Improved Force-Based Design* (IFBD) proposta por Castro *et al.* [2]. Faz-se também uma referência ao método de análise dinâmica linear utilizado: o método por sobreposição modal.

A prática corrente para dimensionamento de estruturas sismo-resistentes é baseada na utilização de regulamentos prescritivos que abordam regras de cálculo baseadas em forças (*force-based*). Tal significa, de maneira simplificada, que os regulamentos internacionais pretendem a obtenção de uma força estática equivalente, mais conhecida por corte basal, que reflete os efeitos de um evento sísmico na estrutura em análise. Este corte basal, que na grande maioria das estruturas em altura resulta de um padrão de distribuição de forças horizontais, deve ser combinado com as restantes cargas estruturais existentes na estrutura formando, conseqüentemente, uma combinação de ações própria que é, em muitos casos, a combinação crítica de dimensionamento. O cálculo do corte basal efetua-se tendo em conta as regras especificadas pelo regulamento sísmico em vigor, com recurso a um espectro de resposta que é função das características do terreno, do amortecimento viscoso e da aceleração sísmica prevista para a localização geográfica em questão.

De um modo geral, o EC8 procura garantir que após a ocorrência de um evento sísmico:

- As vidas humanas sejam protegidas;
- Os danos nas várias edificações sejam limitados, de modo a que a reabilitação ou reparação seja economicamente exequível;
- Um determinado conjunto de equipamentos públicos continue em funcionamento, mais concretamente, pontes, hospitais, edifícios de proteção civil, e outros dentro de semelhante classe de importância para a proteção civil;

No EC8 são, deste modo, definidos dois principais requisitos de desempenho:

- Exigência de não colapso. Na ocorrência de um evento sísmico raro, isto é, de fortes magnitudes, deve ser prevenido o colapso global ou local das estruturas. Estas devem conservar a sua integridade estrutural e capacidade de carga residual. Efetivamente, apesar da estrutura estar consideravelmente danificada e ter obtido *drifts* permanentes moderados, esta tem de manter a sua capacidade de carga gravítica e resistência lateral suficiente para proteger as vidas humanas na hipótese de réplicas intensas;

- Limitação de danos. Dentro do intervalo de sismos mais frequentes, a estrutura deve ter dano estrutural e não-estrutural limitado de modo a que a sua reabilitação e reparação exija custos suportáveis. Isto implica, que a estrutura não deve ter *drifts* permanentes, os seus elementos estruturais não podem ter deformações permanentes e não devem precisar, portanto, de qualquer obra de reabilitação ou reforço. No que toca aos elementos não-estruturais, admite-se que estes podem apresentar algum dano, dado que facilmente e de uma forma económica se reparam.

2.2. EUROCÓDIGO 8

2.2.1. CONCEITOS GERAIS

Os principais requisitos da regulamentação europeia (EC8) no contexto de dimensionamento sísmico são a proteção da vida humana, a prevenção de colapso estrutural e a limitação de danos. De facto, existe a necessidade de garantir que as estruturas sísmo-resistente são dotadas de capacidade resistente suficiente para resistir ao cenário sísmico de projeto, atendendo aos parâmetros definidos no EC8. Estes parâmetros variam de estrutura para estrutura tendo em conta a sua localização geográfica, refletido no zonamento sísmico nacional, e a classe de importância estrutural sendo esta última traduzida sob a forma de um coeficiente de importância (γ_I).

De modo a que tais objetivos sejam atingidos, o EC8 define dois estados limite que devem ser verificados em todos os dimensionamentos sísmicos. O critério de não colapso e de limitação de danos. O primeiro critério, de acordo com as especificações probabilísticas, tem em conta um sismo com 10% de probabilidade de excedência durante 50 anos, correspondendo a um período de retorno de 475 anos. O segundo, por seu lado, tem em conta a ação de um sismo com probabilidade de excedência de 10% durante 10 anos, ou melhor, um período de retorno de 95 anos. Posto isto, a estrutura deve, na situação de não colapso, manter a sua total capacidade de suporte a cargas verticais e, pelo menos, ter um certo nível de capacidade resistente a forças laterais de modo a que não seja possível a formação de um mecanismo de colapso (local o global) que ameace a vida humana. Para a limitação de danos, a estrutura deve verificar a segurança dos seus elementos estruturais e o nível de deformação lateral entre andares, *drifts*, deve ser limitado.

2.2.2. PRINCÍPIOS BÁSICOS DE CONCEÇÃO E PROJETO

O EC8 enuncia, no Capítulo 4, uma série de princípios básicos de conceção à qual se faz uma referência:

- Simplicidade estrutural. A simplicidade estrutural é caracterizada pela existência de caminhos de transmissão de cargas sísmicas simples e diretos e deve ser tido em conta nos dimensionamentos. A análise, modelação, dimensionamento, detalhe e construção de estruturas simples estão sujeitos a um menor nível de incertezas, sendo que o seu comportamento sísmico é mais seguro que o de estruturas com caminhos de transmissão de cargas complexos e duvidosos;
- Uniformidade, simetria e redundância. Estes três princípios visam a configuração estrutural tanto em planta como em altura de modo a que as forças de inércia devido à massa estrutural sejam transmitidas de uma forma direta e curta, sem que haja a ocorrência de patamares críticos e efeitos torsionais graves. A carga deve ser propagada pelos elementos principais de resistência de modo idêntico e a dissipação de energia não deve, de todo, concentrar-se em patamares ou elementos devido ao severo desgaste dessas zonas;
- Resistência e rigidez bidirecionais. O movimento sísmico horizontal é um fenómeno bidirecional e, assim sendo, a estrutura deve ser capaz de resistir às solicitações de um

evento sísmico nas duas direções horizontais. Os elementos estruturais resistentes devem ser combinados numa grelha ortogonal, assegurando resistência e rigidez semelhantes nas duas direções;

- Resistência e rigidez torsional. Os efeitos torsionais num evento sísmico devem ser tidos em conta numa fase de conceção. A colocação dos elementos resistentes no perímetro da estrutura é recomendável para este efeito;
- Comportamento de diafragma rígido ao nível dos pisos. As vigas e as lajes, ao nível dos pisos, têm um papel importante no comportamento sísmico de uma estrutura tendo em conta que transmitem as cargas horizontais sísmicas para os elementos resistentes. De modo a que essa transmissão seja efetuada de forma uniforme e clara, é importante que não existam zonas de concentração de deformações ao nível dos pisos, principalmente em configurações estruturais complexas;
- Fundações adequadas. As fundações são o elemento estrutural que requer maior esforço para reabilitar ou reparar após um evento sísmico, pelo que representam o topo da hierarquia estrutural (são os elementos mais importantes, isto é, devem responder a uma solicitação sísmica sempre em regime elástico de forma confortável). São também altamente responsáveis pela adequada propagação da excitação sísmica à estrutura pois, na verdade, a excitação é fisicamente transmitida à estrutura através dos seus movimentos.

Com o objetivo de obter uma maior fiabilidade na previsão do comportamento sísmico de uma estrutura, devem ser tidos em conta estes princípios evitando assim zonas de elevada concentração de esforços e de grande exigência de ductilidade que podem levar, efetivamente, a um colapso prematuro e inesperado do sistema estrutural.

2.2.3. AÇÃO SÍSMICA

O EC8 distingue dois tipos de ação sísmica:

- Ação sísmica tipo 1 (Anexo Nacional NA-3.2.2.1(4));
- Ação sísmica tipo 2 (Anexo Nacional NA-3.2.2.1(4)).

As componentes horizontais da ação sísmica são definidas no EC8 através do conhecido espectro de resposta elástico que é representado na Fig. 2.1.

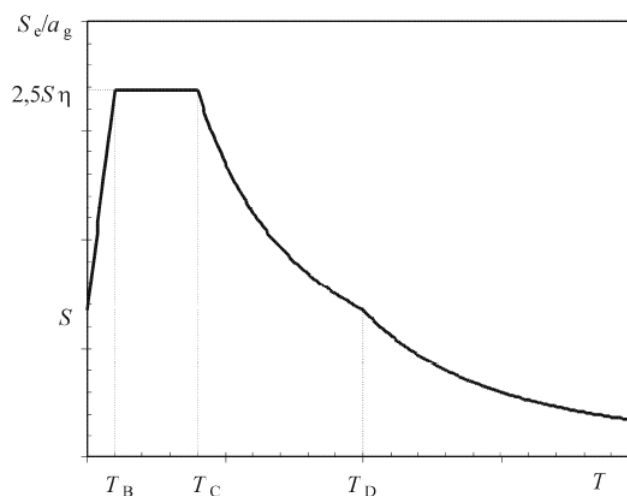


Fig. 2.1 - Espectro de resposta elástico [1]

O espectro de resposta elástico é definido pelas seguintes expressões:

$$0 \leq T \leq T_B : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2,5 - 1) \right] \quad (2.1)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \quad (2.2)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \left[\frac{T_C}{T} \right] \quad (2.3)$$

$$T_D \leq T \leq 4s : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \left[\frac{T_C T_D}{T} \right] \quad (2.4)$$

Onde:

- $S_e(T)$ – Aceleração espectral;
- a_g – Valor de cálculo da aceleração no terreno tipo A;
- S – Factor do solo;
- T – Período de vibração do sistema;
- T_B – Limite inferior do troço de aceleração constante;
- T_C – Limite superior do troço de aceleração constante;
- T_D – Valor do período que define o início do troço de deslocamento constante;
- η – Factor de correcção para o amortecimento.

As ordenadas do espectro de resposta elástica (Fig. 2.1) representam a aceleração máxima a que um sistema de um grau de liberdade está sujeito numa situação de evento sísmico. A ação sísmica de projeto em rocha (terreno tipo A) para estruturas de importância ordinária é a ação sísmica de referência utilizada no EC8. Esta ação sísmica de referência pode ser entendida como um *Peak Ground Acceleration* (PGA) de referência, sendo conhecido no EC8 por a_{gR} . O valor de a_g é dado pelo valor de aceleração sísmica de referência escalado pelo coeficiente de importância da estrutura. No Quadro 2.1 são apresentadas as classes de importância previstas no EC8.

Quadro 2.1 – Classes de importância das várias edificações previstas no EC8 [1]

Classe de importância	Edifícios
I	Edifícios de importância menor para segurança pública, por exemplo, edifícios agrícolas.
II	Edifícios correntes, não pertencentes às outras categorias.
III	Edifícios cuja resistência sísmica é importante tendo em vistas as consequências associadas ao colapso, como por exemplo, escolas, salas de reunião, instituições culturais, <i>et cetera</i> .
IV	Edifícios cuja integridade em caso de sismo é de importância vital para a proteção civil, como por exemplo, hospitais, quartéis de bombeiros, centrais elétricas, <i>et cetera</i> .

A classe de importância ordinária é a classe II, sendo que o valor de coeficiente de importância (γ_1) corresponde a esta classe unitário. Na classe I o coeficiente é 0,8, na classe 3 é 1,2 e na classe 4 é de 1,4.

Os efeitos de solo são tidos em conta através do fator de solo, S . Estes efeitos são, de forma muito simplificada, efeitos amplificadores das ondas de propagação sísmica que depende das propriedades mecânicas do meio onde se propagam, isto é, das propriedades mecânicas do solo.

O período T , em segundos, não é mais do que a propriedade dinâmica do sistema de um grau de liberdade para a formulação do espectro de resposta.

Como os valores da aceleração espectral foram estimados para coeficientes de amortecimento viscoso (ξ) na ordem dos 5% existe um fator, η , de correção. O amortecimento de uma estrutura depende de vários sistemas e, ao contrário da massa e rigidez, não pode ser estimado recorrendo às características geométricas da mesma. De forma simplificada, evitando métodos mais complexos, o EC8 permite esta correção que se encontra na cláusula 3.2.2.2 do regulamento e é calculada como se mostra na equação (2.5).

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{(5 + \xi)}} \geq 0,55 \quad (2.5)$$

2.2.4. COMPORTAMENTO DISSIPATIVO

Projetar estruturas de modo a que estas permaneçam em regime elástico em eventos sísmicos fortes é, indubitavelmente, dispendioso. Os efeitos deste fenómeno natural vão levar a que as secções finais das estruturas sejam bastante robustas, caso seja seguido um dimensionamento onde se pretenda um funcionamento puramente elástico da estrutura.

Uma forma mais económica de dimensionar estruturas para resistir aos sismos será aceitar um determinado nível de dano estrutural, tirando partido das capacidades de ductilidade das estruturas, de modo a que as forças aplicadas nestas não sejam tão elevadas. Não obstante, tal apenas será possível se a estrutura for eficiente e apresentar comportamento dúctil. Caso contrário a possibilidade de colapso frágil torna-se uma indesejada realidade.

O comportamento dissipativo de uma estrutura é tido em conta no EC8 através do coeficiente de comportamento, q . Este coeficiente empírico, representa a ductilidade global do sistema estrutural em questão, mais concretamente, a capacidade de dissipação energética do sistema estrutural através do desenvolvimento de deformações plásticas. Efetivamente, depende da configuração estrutural, do tipo de material utilizado na solução e da geometria e detalhe dos elementos estruturais. O EC8 estabelece três classes de ductilidade: baixa (DCL), média (DCM) e alta (DCH) onde, para cada uma das classes, determina níveis de verificação e detalhe. O coeficiente de comportamento é definido pelo rácio:

$$q = \frac{F_{el}}{F_y} \quad (2.6)$$

Em que F_{el} e F_y se encontram representados na Fig. 2.2.

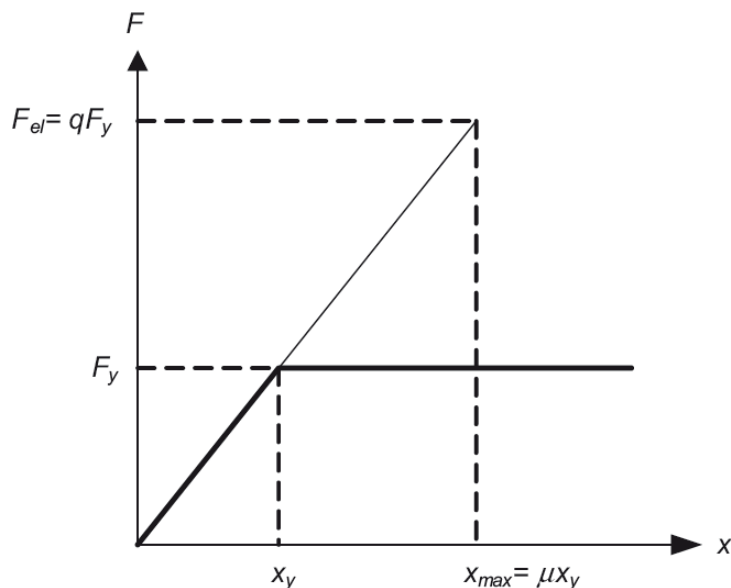


Fig. 2.2 – Representação do comportamento não linear [4]

Para além do coeficiente de comportamento (q) também é tido em conta o fator de amplificação de deslocamento, μ . Por seu lado, este fator de amplificação é dado por:

$$\mu = \frac{x_{\max}}{x_y} \quad (2.7)$$

Na Fig. 2.2 encontra-se representado um esquema simplificado de comportamento de uma estrutura dúctil sujeita a uma ação lateral/sísmica. Tendo em conta que a estrutura, que foi dimensionada para ter comportamento dúctil, não consegue atingir a carga elástica total em situação sísmica (F_{el}) a força máxima que esta pode suportar (força esta que não é mais do que o corte basal) fica limitada a F_y , ou seja, à força necessária para tornar a estrutura num mecanismo onde, a partir desse ponto, a estrutura não consegue desenvolver mais resistência. Não obstante, apesar de existir este efeito de diminuição do corte basal devido à formação do mecanismo, os deslocamentos a que a estrutura estará imposta serão relativamente superiores aos deslocamentos no instante da formação do mecanismo (x_y , Fig. 2.2). Uma famosa verificação empírica, estimada por Veletsos e Newmark em 1960, conhecida por regra de igualdade dos deslocamentos, afirma que: para estruturas de longos períodos ($>T_c$, Fig. 2.1) e de comportamento hysterético estável, estruturas com comportamento linear e estruturas com comportamento não linear atingem deslocamentos máximos aproximadamente iguais. O EC8 fornece, com base nesta regra, as relações expressas nas equações (2.8) e (2.9).

$$\mu = q, \text{ para } T \geq T_c \quad (2.8)$$

$$\mu = 1 + (q - 1) \cdot \frac{T_c}{T}, \text{ para } T \leq T_c \quad (2.9)$$

2.2.5. REGRAS E VERIFICAÇÕES DE SEGURANÇA GERAIS

O requisito de não ocorrência de colapso (estado limite último), de acordo com o EC8, considera-se satisfeito na situação sísmica de cálculo quando são cumpridas condições relativas a resistência, ductilidade, equilíbrio e, claro está, estabilidade das fundações e juntas sísmicas.

No que toca a condições de resistência, o EC8 obriga a que sejam cumpridas as verificações nas equações (2.10) e (2.11), que se encontram na cláusula 4.4.2.2. Na primeira (equação (2.10)), é necessário que o valor de cálculo do efeito da ação seja menor que o valor de cálculo da resistência do elemento incluindo, se necessário, efeitos de segunda ordem. Por seu lado, a equação (2.11) é a condição necessária para ser possível desprezar os efeitos de segunda ordem (efeitos P- Δ) e, na verdade, deve ser cumprida em todos os pisos da estrutura/pórtico em questão.

$$E_d \leq R_d \quad (2.10)$$

$$\theta = \frac{P_{\text{tot}} \cdot d_r}{V_{\text{tot}} \cdot h} \leq 0,1 \quad (2.11)$$

Nestes dois casos:

- E_d – valor de cálculo da ação devido à situação sísmica de cálculo;
- R_d – resistência de cálculo correspondente do elementos estruturais, calculada de acordo com as regras específicas do material utilizado e com os modelos mecânicos associados ao sistema estrutural;
- θ – coeficiente de sensibilidade ao deslocamento relativo entre pisos;
- P_{tot} – carga gravítica total devida a todos os pisos acima do piso considerado, incluindo este, na situação projeto sísmica;
- d_r – valor de cálculo do deslocamento relativo entre pisos, $d_r = q \cdot d_e$, que é igual ao produto entre o coeficiente de comportamento (q) e os deslocamentos relativos obtidos na análise elástica (d_e);
- V_{tot} – corte basal sísmico total suportado pelo piso em questão;
- h – altura entre pisos piso.

No que toca a condições de ductilidade global e local, o EC8 obriga para estruturas porticadas simples à verificação (2.12) em todos os nós de vigas sísmicas primárias ou secundárias. O objetivo desta verificação é garantir a ligação “pilar forte-viga fraca” de modo a que o mecanismo de dissipação de energia seja estável. Esta verificação encontra-se na cláusula 4.4.2.3 do EC8.

$$\sum M_{Rc} \leq 1,3 \cdot \sum M_{Rb} \quad (2.12)$$

Onde:

- $\sum M_{Rc}$ – soma dos momentos fletores resistentes dos pilares que convergem num nó;
- $\sum M_{Rb}$ – soma dos momentos fletores resistentes das vigas que convergem num nó.

De modo a satisfazer o critério de limitação de danos (estado limite de serviço) aplica-se a equação (2.13), que se encontra no EC8, cláusula 4.4.3.2.

$$d_r \cdot v \leq 0,0075 \cdot h \quad (2.13)$$

Neste caso:

- d_r – valor de cálculo dos deslocamentos entre pisos definido na equação (2.11);
- v – coeficiente de redução tendo em conta o aís baixo período de retorno da ação sísmica associada ao requisito de limitação de danos;
- 0,0075 – é o valor utilizado considerando que o edifício é composto por elementos não estruturais dúcteis (pode variar dependendo dos elementos não estruturais);

- H – altura entre pisos.

2.2.6. REGRAS ESPECÍFICAS PARA ESTRUTURAS METÁLICAS

No Capítulo 6 do EC8 são estabelecidos para as várias classes de ductilidade, e princípios de projeto (estrutura dissipativa ou estrutura não dissipativa), um quadro (Quadro 2.2) com os intervalos de valores de referência do coeficiente de comportamento q .

Quadro 2.2 – Coeficiente de comportamento previstos no EC8

Princípio de projeto	Classe de ductilidade estrutural	Intervalos de valores de referência para o coeficiente de comportamento q
Princípio a)		
Comportamento estrutural de baixa dissipação	DCL (Baixa)	$\leq 1,5 - 2$
Princípio b)	DCM (Média)	≤ 4
Comportamento estrutural dissipativo	DCH (Alta)	

Para além do princípio de projeto adotado e da classe de ductilidade estrutural, o coeficiente de comportamento é ainda dependente da tipologia estrutural, tal como se indica no quadro Quadro 2.3.

Quadro 2.3 – Coeficiente de comportamento para estruturas regulares em altura

Tipo de estrutura	Classe de ductilidade	
	DCM	DCH
a) Pórtico simples	4	$5 \alpha_u / \alpha_1$
b) Pórticos com contraventamento centrados		
Contraventamentos diagonais	4	4
Contraventamento em V	2	2,5
c) Pórtico com contraventamentos excêntricos	4	$5 \alpha_u / \alpha_1$
d) Pêndulo invertido	2	$2 \alpha_u / \alpha_1$
e) Estruturas com núcleos ou paredes de betão	Ver a seção 5 do EC8	
f) Pórtico simples com contraventamento centrado	4	$4 \alpha_u / \alpha_1$
g) Pórticos simples com preenchimentos:		
Enchimentos de betão ou de alvenaria não ligados, em contacto com o pórtico	2	2
Enchimento de betão armado ligados	Ver seção 7 do EC8	
Enchimentos isolados de pórticos simples (ver pórticos simples)	4	$5 \alpha_u / \alpha_1$

O conceito de *capacity design* está intimamente ligado à noção de comportamento dissipativo das estruturas. Este conceito é prescrito pelo regulamento como regra essencial para o eficiente desempenho sísmico das estruturas onde se espera que a solicitação gere deformações plásticas. Simplificadamente, para que o sistema estrutural tenha um desempenho adequado durante a ação de um sismo é necessário que ocorra a formação de um mecanismo de cedência estável, ao qual corresponde um comportamento histerético adequado, em estado limite último (ELU). Deste modo, o *capacity design* tem por objetivo controlar a localização das zonas responsáveis pela dissipação energética e pelas zonas de comportamento elástico. Para cada tipologia estrutural, o EC8 define quais os elementos responsáveis pela acomodação das deformações plásticas e quais os que devem permanecer em regime elástico, sendo que os primeiros são designados por elementos dissipativos e os segundos por elementos não-dissipativos.

No caso dos pórticos contraventados, o conceito é aplicado considerando certos elementos como elementos dissipativos, como mostram as figuras seguintes (Fig. 2.3, Fig. 2.4 e Fig. 2.5), enquanto os restantes elementos estruturais devem permanecer em funcionamento elástico. Evita-se assim a formação de mecanismo instáveis, como por exemplo, o *soft-storey* (Fig. 2.6). Neste tipo de mecanismo instável (o mais notável) observa-se uma concentração de plastificação no primeiro patamar da estrutura (regra geral) e, por efeito das cargas gravíticas, a restante estrutura colapsa sobre esse mesmo patamar, ([5]).

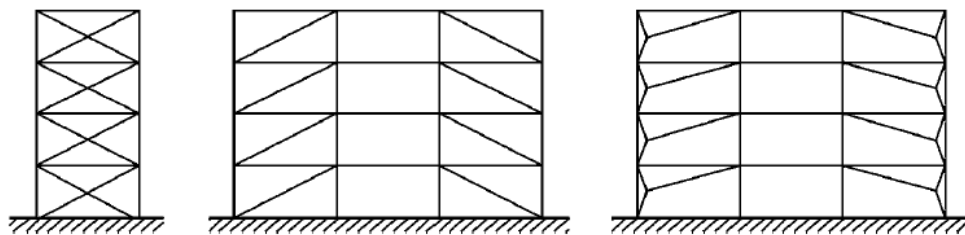


Fig. 2.3 – Pórticos com contraventamentos diagonais concêntricos (zonas de dissipação de energia apenas nas diagonais tracionadas) [1]

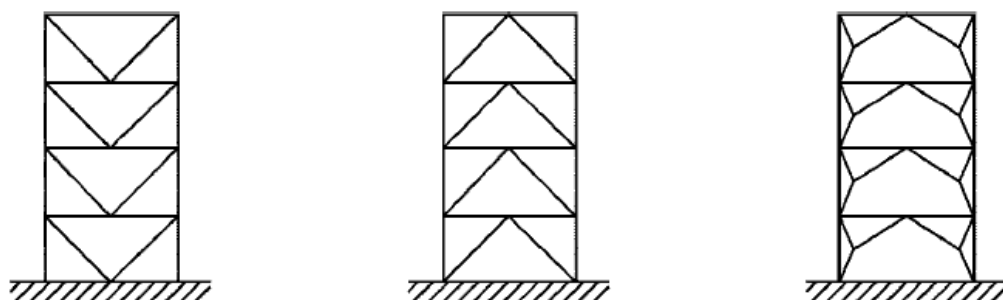


Fig. 2.4 – Pórticos com contraventamentos concêntricos em V (zonas de dissipação de energia nas diagonais tracionadas e comprimidas) [1]

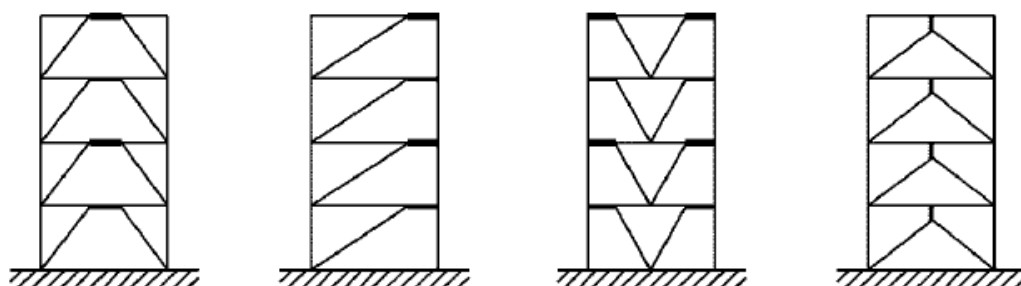


Fig. 2.5 – Pórticos com contraventamentos excêntricos (zonas de dissipação de energia nos *links* com funcionamento em flexão ou em corte) [1]

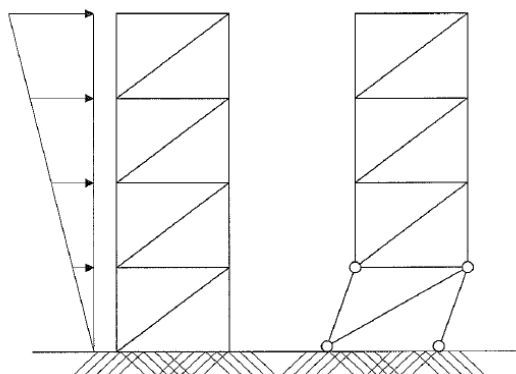


Fig. 2.6 – *Soft-Storey* numa estrutura com diagonais [6]

Por via do Quadro 2.3 pode concluir-se que nos pórticos contraventados é possível adotar um valor elevado de coeficiente de comportamento tal situação indica que estes sistemas apresentam uma ductilidade considerável.

No entanto, apesar dos valores do coeficiente de comportamento serem capazes de reduzir consideravelmente o corte basal, este é utilizado também para escalar os deslocamentos a utilizar no coeficiente de sensibilidade (equação (2.44)). Para além disto o coeficiente de comportamento do EC8, tratando-se de um coeficiente determinado empiricamente, nem sempre se aproxima dos valores que devem ser devidamente utilizados, tal como será explicado mais à frente.

Em função do coeficiente de comportamento considerado para o dimensionamento, o EC8 estabelece também limites para as classes das seções transversais, como se indica no Quadro 2.4.

Quadro 2.4 – Classe da seção metálica necessária para os elementos dissipativos em função da classe de ductilidade e do coeficiente comportamentos

Classe de ductilidade	Valor de referência do coeficiente de comportamento q	Classe de seção transversal necessária
DCM	$1,5 \leq q \leq 2$	classe 1, 2 ou 3
	$2 < q \leq 4$	classe 1 ou 2
DCH	$q > 4$	classe 1

Estes requisitos visam garantir que os elementos dissipativos, quando sujeitos a elevados níveis ductilidade exigidos, apresentam capacidade de deformação suficiente sem sofrerem fenómenos de instabilidade local.

2.2.7. REGRAS E VERIFICAÇÕES RELATIVAS A PÓRTICOS COM CONTRAVENTAMENTO CENTRADOS EM X

De acordo com o EC8, Capítulo 6, os pórticos com contraventamento centrados em X devem ser dimensionados de modo a que sejam as diagonais tracionadas os elementos dissipativos. Estes elementos devem ser dispostos de forma tendencialmente simétrica para que a estrutura apresente igual capacidade resistente sob o efeito sísmico de inversão de esforços.

Nesta configuração estrutural, as vigas e pilares são os únicos elementos estruturais que devem resistir a cargas gravíticas. As diagonais de contraventamento têm o propósito de resistir unicamente às ações horizontais. Para além disto, de acordo com o EC8, numa análise elástica da estrutura sob a ação sísmica, apenas os elementos de contraventamento tracionados devem ser considerados. Tais especificações podem ser encontradas na cláusula 6.7.2 do EC8.

Os elementos de contraventamento devem ainda respeitar um conjunto de regras que são devidamente enunciadas nas equações apresentadas e que se encontram na cláusula 6.7.3 do EC8. Nas equações (2.14) e (2.15) encontram-se as limitações de esbelteza normalizada ($\bar{\lambda}$) e resistência dos elementos de contraventamento. Na equação (2.16) para que haja um comportamento dissipativo homogéneo nas diagonais (dissipação devidamente propagada) o EC8 obriga a que a sobrerresistência (Ω) máxima dos elementos de contraventamento seja menor ou igual a 125% da sobrerresistência mínima.

$$1,3 \leq \bar{\lambda} \leq 2,0 \quad (2.14)$$

$$N_{pl,Rd} \geq N_{Ed} \quad (2.15)$$

$$\Omega_{i,max} \leq 1,25 \cdot \Omega_{i,min} \quad (2.16)$$

No caso da expressão (2.16):

- $\Omega_{i,min}$ – representa a sobrerresistência mínima do conjunto de elementos de contraventamento, para a ação de cálculo ($\Omega = N_{pl,Rd}/N_{Ed}$);
- $\Omega_{i,max}$ – representa a sobrerresistência máxima do conjunto de elementos de contraventamento para a ação de cálculo.

Para a verificação de segurança das vigas e pilares, isto é, para os elementos não dissipativos o EC8 obriga à combinação de ações presente na expressão (2.17).

$$E_d = E_{d,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot E_{d,E} \quad (2.17)$$

Trata-se de uma combinação linear do efeito das cargas gravíticas ($E_{d,G}$), com o efeito das cargas sísmicas laterais ($E_{d,E}$) escaladas, convenientemente, pela sobrerresistência mínima (Ω) dos elementos de contraventamento, por um coeficiente de sobrerresistência (γ_{ov}) que depende do tipo de material e das incertezas associadas e, finalmente, por 1,1 que não é mais que um fator para ter em conta o fenómeno de endurecimento do aço.

Utilizando esta combinação de ações (equação (2.17)) e, segundo o Eurocódigo 3 [7], devem ser verificadas as seguintes inequações ((2.18),(2.19),(2.20),(2.21),(2.22) e (2.23)), presentes nas cláusulas 6.2.9 (primeiras quatro) e 6.3.3 (restantes). Ver definição dos parâmetros em questão nas respetivas cláusulas do EC3.

$$N_{Ed} \leq 0,25 \cdot N_{pl,Rd} \quad (2.18)$$

$$N_{Ed} \leq \frac{0,5 \cdot h_w \cdot t_w \cdot f_y}{\gamma \cdot M_0} \quad (2.19)$$

$$M_{Ed} \leq M_{N,Rd} \cdot \frac{(1-n)}{(1-0,5 \cdot a)} \quad (2.20)$$

$$V_{Ed} \leq 0,5 \cdot V_{pl,Rd} \quad (2.21)$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot N_{pl,Rd}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot M_{y,pl,Rd}} \leq 1,0 \quad (2.22)$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{pl,Rd}} + k_{yz} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot M_{y,pl,Rd}} \leq 1,0 \quad (2.23)$$

2.3. ANÁLISE SÍSMICA POR SOBREPOSIÇÃO MODAL

2.3.1. INTRODUÇÃO

No presente trabalho, o método de análise linear utilizado para obter o padrão de cargas horizontal sísmica foi o método por sobreposição modal. O EC8, Capítulo 4, atribui o estatuto de método de análise de referência ao método por sobreposição modal combinado com o espectro de resposta. Este método pode ser utilizado para dimensionamento sísmico de qualquer estrutura sem qualquer tipo de limitação.

Por seu lado, o método de análise linear estática está limitado a estruturas regulares, onde os modos de vibração superiores não são tidos, pelo menos de uma forma explícita, em conta.

2.3.2. BREVE DESCRIÇÃO DO MÉTODO DE SOBREPOSIÇÃO MODAL

Existem estruturas que podem ser idealizadas como sistemas de um grau de liberdade (SDOF), como por exemplo, o sistema na Fig. 2.7. Estes sistemas, quando submetidos a uma excitação externa com uma lei que varia no tempo, $F(t)$, fazem com que se gerem forças resistentes na mola (que representa a rigidez estrutural) e no amortecedor (comportamento viscoso linear) devido ao movimento variado da massa. Estas forças encontram-se representadas no diagrama de corpo livre representado na Fig. 2.7.

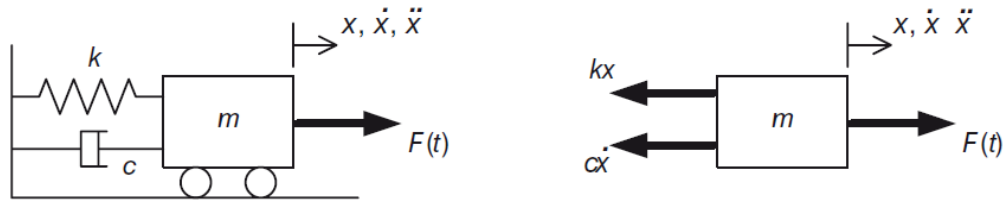


Fig. 2.7 - Idealização de um oscilador de um grau de liberdade, SDOF [4]

De acordo com a segunda lei de Newton ou introduzindo o conceito de força de inércia (força de oposição à aceleração do corpo) segundo o princípio d'Alembert é possível descrever matematicamente, através de uma equação diferencial (2.24) de segunda ordem o comportamento deste oscilador de massa m . A equação (2.24) encontra-se representada em notação Newtoniana.

$$m \cdot \ddot{x} + c \cdot \dot{x} + k \cdot x = F(t) \quad (2.24)$$

Podem ou não existir soluções exatas para esta equação diferencial, dependendo da função $F(t)$.

No entanto, numa situação sísmica não existe força diretamente aplicada no oscilador. Ao invés, o solo localizado abaixo do oscilador é submetido a um movimento variável no tempo como se mostra na Fig. 2.8.

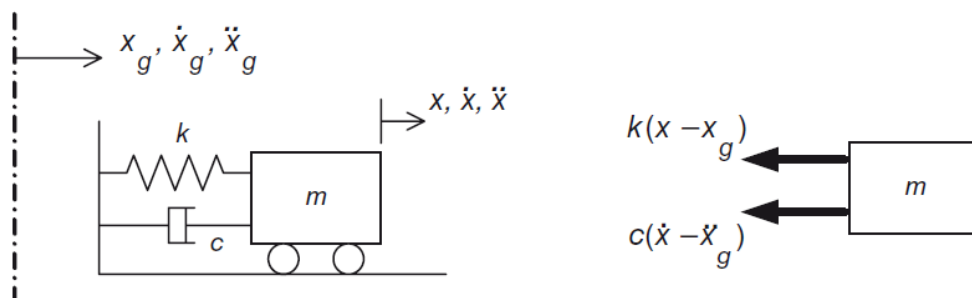


Fig. 2.8 - SDOF sujeito a uma excitação na base [4]

A equação de equilíbrio dinâmico é, neste caso, dada por:

$$m \cdot \ddot{x} + c \cdot (\dot{x} - \dot{x}_g) + k \cdot (x - x_g) = 0 \quad (2.25)$$

Que, após manipulação algébrica da equação (2.25) pode ser escrita de forma simplificada:

$$m \cdot \ddot{y} + c \cdot \dot{y} + k \cdot y = -m \cdot \ddot{x}_g \quad (2.26)$$

Sendo que y não é mais do que o deslocamento relativo entre a massa e o solo, $x-x_g$.

Infelizmente, nem todas as estruturas podem ser idealizados como um sistema de 1 grau de liberdade. Estruturas com massa e rigidez distribuída podem sofrer graves deslocamentos devido aos modos de vibração superiores e, desde logo, é necessária uma análise que atenda aos contributos de modos superiores.

Para um sistema de vários graus de liberdade é possível escrever um sistema de equações de movimentos, ou de equilíbrio dinâmico, na forma matricial. Esta equação matricial é dada por:

$$\mathbf{m} \cdot \ddot{\mathbf{y}} + \mathbf{c} \cdot \dot{\mathbf{y}} + \mathbf{k} \cdot \mathbf{y} = \mathbf{m} \cdot \mathbf{1} \cdot \ddot{x}_g \quad (2.27)$$

Neste caso, \mathbf{m} , \mathbf{c} e \mathbf{k} representam as matrizes de massa, amortecimento e rigidez de dimensões $N \times N$ (sendo N o número de graus de liberdade considerado na situação sísmica), \mathbf{y} representa o vetor de deslocamento relativo e suas derivadas. O parâmetro x_g representa os deslocamentos a nível do fundação da estrutura em determinado instante, e $\mathbf{1}$ representa um vetor de valores unitários nos graus de liberdade com a mesma direção da excitação sísmica e de valores nulos para graus de liberdade sem componente naquela direção.

A matriz de rigidez, \mathbf{k} , pode ser facilmente determinada através de condições de equilíbrio. A matriz de massa, \mathbf{m} , é na maioria das vezes determinada como uma matriz de massa diagonal o que corresponde a uma simplificação, dado que se considera a massa excitada concentrada ao nível dos graus de liberdade. Alternativamente, alguns programas de elementos finitos permitem determinar uma matriz mais próxima da realidade que é conhecida por matriz de massa consistente. A matriz de amortecimento, \mathbf{c} , é, de entre as três matrizes de propriedades estruturais, a mais complicada de formular. Os mecanismos que contribuem para o amortecimento são altamente complexos, como por exemplo, a fricção existente nas ligações dos elementos estruturais de uma estrutura metálica. Em grande parte dos casos, o amortecimento é tido em conta de uma forma simplificada, tipicamente sob a forma de uma matriz de amortecimento proporcional às matrizes de rigidez e de massa.

Antes de se tentar resolver o sistema de equações anterior (expressão (2.27)) deve ser considerado o problema em vibração livre, de modo a simplificar a resolução deste sistema. Tendo em conta que num sistema de vários graus de liberdade sujeito a vibração livre o amortecimento tem um efeito desprezável nas estruturas de engenharia civil (ou pelo menos praticamente desprezável), temos a equação de equilíbrio dinâmico (2.28).

$$\mathbf{m} \cdot \ddot{\mathbf{y}} + \mathbf{k} \cdot \mathbf{y} = \mathbf{0} \quad (2.28)$$

Sendo a sua solução da forma:

$$\mathbf{y} = \boldsymbol{\varphi} \cdot \sin(\omega \cdot t) \quad (2.29)$$

Onde o vetor $\boldsymbol{\varphi}$ é o vetor modo de vibração da estrutura que é função da posição dos graus e liberdade considerados na estrutura. Diferenciando a equação (2.29) e substituindo na equação anterior (2.28) ficamos com uma equação que é um problema relativamente comum da Álgebra Linear, problema de valores e vetores próprios:

$$(\mathbf{k} - \omega^2 \cdot \mathbf{m}) \cdot \boldsymbol{\varphi} = \mathbf{0} \quad (2.30)$$

Este problema pode ser resolvido para N frequências circulares, cada uma associada ao respetivo modo de vibração. Então, um sistema com N graus de liberdade pode vibrar de N diferentes modos, cada um tendo uma configuração distinta ocorrendo numa frequência natural particular. Estes modos de vibração, obtidos através da análise modal, são propriedades da estrutura (da sua rigidez e massa), não dependendo

de forças externas aplicadas. Na Fig. 2.9, são representados os modos de vibração para um edifício de quatro andares:

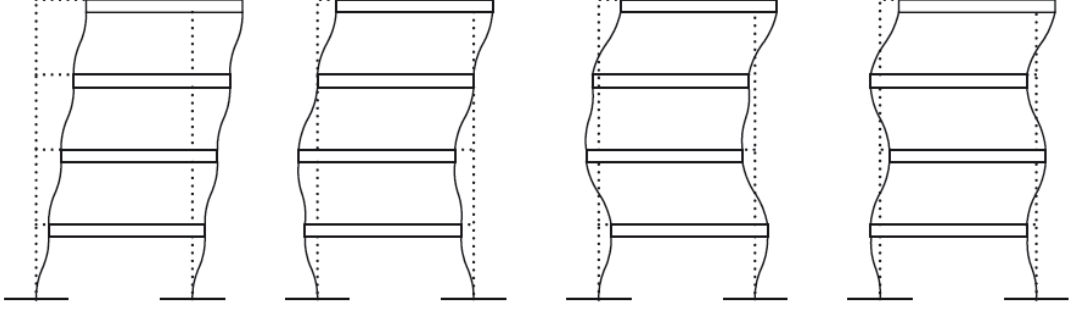


Fig. 2.9 - Diferentes modos de vibração de uma estrutura de 4 pisos [4]

Depois de determinadas as frequências naturais e os modos de vibração (valores e vetores próprios) é possível analisar a resposta a uma excitação aplicada à estrutura. A equação inicial é um conjunto de N equações acopladas a N graus de liberdade (2.27). A forma mais simples de resolver tal problema é utilizar o princípio de sobreposição modal, que afirma que qualquer padrão de deslocamentos pode ser expresso combinação linear dos modos de vibração:

$$\mathbf{y} = Y_1 \cdot \boldsymbol{\varphi}_1 + Y_2 \cdot \boldsymbol{\varphi}_2 + Y_3 \cdot \boldsymbol{\varphi}_3 + \dots + Y_N \cdot \boldsymbol{\varphi}_N = \sum_i Y_i \cdot \boldsymbol{\varphi}_i \quad (2.31)$$

Os coeficientes Y_i são conhecidos por deslocamentos generalizados ou deslocamentos modais. Estes deslocamentos são apenas função do tempo enquanto os modos de vibração são apenas função da posição. Esta equação permite transformar o sistema original (equação (2.27)) num conjunto de equações em termos de deslocamentos modais (transformação do problema para coordenadas modais):

$$\mathbf{M} \cdot \ddot{\mathbf{Y}} + \mathbf{C} \cdot \dot{\mathbf{Y}} + \mathbf{K} \cdot \mathbf{Y} = \boldsymbol{\varphi}^T \cdot \mathbf{m} \cdot \mathbf{1} \cdot \ddot{x}_g \quad (2.32)$$

Onde \mathbf{Y} é o vetor de deslocamentos modais, \mathbf{M} , \mathbf{C} e \mathbf{K} são a massa, amortecimento e rigidez modais em forma de matriz. Devido à propriedade de ortogonalidade (Clough, Penzien [8]) dos modos de vibração, \mathbf{M} , \mathbf{C} e \mathbf{K} são matrizes diagonais, logo, este sistema de equações é um sistema desacoplado, ou seja, de equações independentes, sendo que cada uma das equações funciona como um SDOF por cada um dos vários modos:

$$M_i \cdot \ddot{Y}_i + C_i \cdot \dot{Y}_i + K_i \cdot Y_i = L_i \cdot \ddot{x}_g \quad (2.33)$$

De forma equivalente a equação (2.33) pode ser escrita:

$$\ddot{Y}_i + 2 \cdot \xi_i \cdot \omega_i \cdot \dot{Y}_i + \omega_i^2 \cdot Y_i = \frac{L_i}{M_i} \cdot \ddot{x}_g \quad (2.34)$$

Onde:

$$L_i = \sum_j m_j \cdot \varphi_{ij} \quad (2.35)$$

$$M_i = \sum_j m_j \cdot \varphi_{ij}^2 \quad (2.36)$$

O índice i representa o modo de vibração e j os graus de liberdade da estrutura. Então o valor φ_{ij} representa o valor do modo de vibração i no grau de liberdade j . L_i é o fator de excitação sísmica, representando a extensão a que um sismo tende a excitar a resposta no modo i . M_i é a massa modal.

Para além disto, através da análise modal, não é necessária qualquer formulação da matriz de amortecimento. Sendo que de forma simplificada e para cada modo se utiliza a mesma aproximação do coeficiente de amortecimento.

Tendo em conta os dados fornecidos pelo espectro de resposta, para cada modo de vibração é possível associar um valor espectral de aceleração (S_{ei}) que representa a aceleração de pico de um sistema de um grau de liberdade com um determinado período, T_i . Para um sistema de N graus de liberdade, e da forma como ele foi separado em vários sistemas mais simples de um grau de liberdade pelas condições de ortogonalidade dos modos de vibração, resultou que aceleração do solo é escalada por um fator L_i/M_i . Como o sistema é linear a resposta estrutural vai ser escalada pela mesma quantidade. Neste ponto, deve ser lida a aceleração espectral. Então, a amplitude de aceleração no modo i é $(L_i/M_i)S_{ei}$ e a aceleração máxima do grau de liberdade j no modo i é:

$$\ddot{x}_{ij}(\max) = \frac{L_i}{M_i} \cdot S_{ei} \cdot \varphi_{ij} \quad (2.37)$$

De forma semelhante para os deslocamentos:

$$y_{ij} = \frac{L_i}{M_i} \cdot S_{ei} \cdot \varphi_{ij} \cdot \frac{T_i^2}{4\pi^2} \quad (2.38)$$

Para determinar a força horizontal na massa j no modo i simplesmente multiplica-se a aceleração pela massa:

$$F_{ij}(\max) = \frac{L_i}{M_i} \cdot S_{ei} \cdot \varphi_{ij} \cdot m_j \quad (2.39)$$

O corte basal é, portanto, igual a:

$$F_{bi}(\max) = \frac{L_i^2}{M_i} \cdot S_{ei} \quad (2.40)$$

O rácio L_i^2/M_i é conhecido por massa modal efetiva. Pode ser interpretada como o total de massa a participar na resposta estrutural num modo particular. Somando as massas modais efetivas de todos os modos, então, obtemos a massa total da estrutura.

Para determinar o corte basal da estrutura, teoricamente é necessário aplicar as equações anteriores a cada um dos modos e depois combinar os resultados. Como existem tantos modos de vibração como graus de liberdade horizontais, tal pode tornar-se um processo longo. Na prática, as massas modais efetivas para modos de vibração elevados têm valores baixos, o que prova que estes modos mais elevados têm uma contribuição pouco significativa para a resposta da estrutura e podem ser desprezados. O EC8 oferece uma variedade de maneiras de avaliar quantos modos de vibração devem ser tidos em conta numa análise sísmica, exatamente devido a esta questão. O procedimento mais lógico, e aceite pelo EC8, é combinar um número de modos de forma que a massa modal efetiva tenha um valor não inferior a cerca de 90% da massa total da estrutura ou de modo a que cada um desses modos contabilizados tenha pelo menos 5% da massa total da estrutura.

Outro problema potencial neste tipo de análise é a combinação das respostas modais. As equações (2.37) a (2.40) apenas conduzem para o valor máximo de aceleração aplicado a cada modo e é pouco provável que estes picos ocorram todos ao mesmo tempo. Posto isto, regras simples de combinação são utilizadas de modo a estimar a resposta máxima estrutural total. O EC8 permite a utilização de dois métodos. No primeiro, se a diferença entre períodos naturais de dois modos é pelos menos de 10% do período superior então os modos podem ser tratados como modos independentes. Neste caso, a combinação pode ser feita pela raiz quadrada da soma dos quadrados (SRSS,(2.41)), das respostas modais de pico. No segundo

método, caso a condição de independência não seja possível de ser obtida, o SRSS pode ser não conservativo e, então, uma regra mais sofisticada deve ser utilizada. A regra melhor aceite no meio científico é a combinação quadrática completa (CQC) que se baseia no cálculo de uma relação de coeficientes de correlação entre os modos.

$$E_E = \sqrt{\sum E_{Ei}^2} \quad (2.41)$$

Em jeito de conclusão, para determinar o padrão de cargas laterais através de análise por sobreposição modal devem ser tomados os seguintes passos:

- Determinar os períodos naturais e os correspondentes modos de vibração;
- Decidir quantos modos de vibração devem ser utilizados na análise;
- Para cada um dos modos:
 - Calcular as propriedades modais L_i e M_i , das equações (2.35) e (2.36);
 - Determinar a aceleração espectral, através do espectro do EC8;
 - Determinar os parâmetros das equações (2.37) a (2.40);
 - Combinar as contribuições das respostas modais para se obter uma estimativa da resposta total.

2.4. IMPROVED FORCE-BASED DESIGN

A metodologia de dimensionamento utilizada no presente trabalho, designada de *Improved Force-Based Design* proposta por Castro *et al.* [2], pretende conduzir, no caso de pórticos contraventados, a uma escolha mais racional de coeficiente de comportamento. O processo de dimensionamento é muito semelhante ao indicado pelo EC8 e não implica alteração de nenhuma das suas prescrições.

Este método assenta numa seleção criteriosa do valor de coeficiente de comportamento (q), em vez de utilizar os valores empíricos propostos no EC8 e tabelados no Quadro 2.3. Deste modo, atendendo às propriedades da estrutura que se pretende dotar de resistência às ações sísmicas, procura-se um valor mais adequado do coeficiente de comportamento que respeite os valores máximos impostos no EC8 e verifique todas as disposições regulamentares nele presentes. De seguida são apresentados os passos essenciais desta metodologia:

- 1 Determinação do corte basal elástico com base nas características dinâmicas de uma solução estrutural resultante do dimensionamento para cargas verticais e adoção de elementos de contraventamento que respeitem os limites de esbelteza imposto no EC8.
- 2 Estimativa do coeficiente de comportamento através da comparação entre o corte basal elástico associado à solução estrutural resultante do passo anterior e a uma estimativa da capacidade resistente da estrutura (V_{ly}) na formação da primeira plastificação dos elementos de contraventamento, facilmente obtida através de uma análise elástica.
- 3 Cálculo do corte basal de dimensionamento (V_d) aplicando o valor estimado do coeficiente de comportamento e distribuição do mesmo pelos pisos da estrutura.
- 4 Verificação das prescrições do EC8 referentes ao limite de esbelteza e limite de sobrerresistência nos elementos de contraventamento, assim como a aplicação do *capacity design* aos elementos não dissipativos. Caso não verifique, adotar outra solução que verifique tais prescrições e voltar a 2.
- 5 Análise elástica da estrutura e verificação do coeficiente de sensibilidade (θ) para cada andar. Caso não verifique, adotar outra solução dos elementos de contraventamento que verifique e voltar a 2.

- 6 Verificação da condição de limitação das deformações entre pisos para o sismo frequente (Cl. 4.4.3 do EC8). Caso não verifique, adotar outra solução de elementos de contraventamento que verifique tais prescrições e voltar a 2.

Como se pode concluir, as principais diferenças aqui apresentadas e a prevista no EC8 reside, essencialmente, no facto do coeficiente de comportamento ser avaliado de com base nas características mecânicas das estruturas em análise.

Tal como referido no passo 2, o coeficiente de comportamento é obtido com base no corte basal necessário para a plastificação do primeiro elemento de contraventamento, tal como se mostra na equação (2.42).

$$q = \frac{V_{el}}{V_d} = \frac{V_{el}}{V_{ly}} \quad (2.42)$$

As grandezas aqui apresentadas são ilustradas na Fig. 2.10. A representação através de um gráfico permite uma interpretação mais clara do processo.

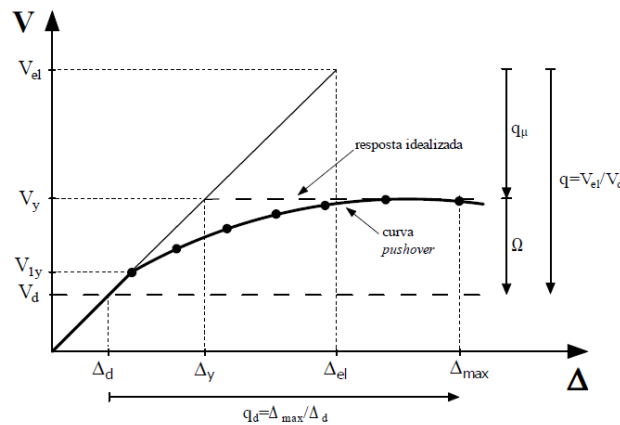


Fig. 2.10 – Curva de resposta lateral [2]

O coeficiente de comportamento pode ainda ser decomposto em duas componentes, com base numa curva de resposta experimental definida em termos do corte basal (V) e do deslocamento horizontal do último piso (Δ) de dada estrutura, da seguinte forma:

$$q = \frac{V_{el}}{V_d} = \frac{V_{el}}{V_y} \cdot \frac{V_y}{V_d} = q_{\mu} \cdot \Omega \quad (2.43)$$

Os termos q_{μ} e Ω representam, respetivamente, as componentes de ductilidade e sobrerresistência do coeficiente de comportamento. Esta metodologia permite, essencialmente, atuar ao nível da sobrerresistência, recorrendo a um processo iterativo que tem como objetivo igualar o corte basal de cálculo (V_d) ao corte que provoca o início da cedência de estrutura (V_{ly}), escolhendo um coeficiente q mais adequado à solução estrutural que se pretende adotar.

É de notar que o IFBD trás enormes vantagens, no que toca à solução final, sobretudo nos casos em que os efeitos de segunda ordem são o critério mais condicionante no dimensionamento sísmico. Exemplo disso são os casos de pórticos metálicos de ligações rígidas (MRF) que são estruturas relativamente flexíveis quando comparadas com pórticos metálicos contraventados, tal como é devidamente explicado no estudo de Lopes [9]. Para estas estruturas, a cláusula do EC8 que condiciona o seu dimensionamento sísmico é, muitas das vezes, a verificação de segurança em relação aos efeitos de segunda ordem (P- Δ)

devido ao facto de que o coeficiente de sensibilidade, θ , ser diretamente proporcional ao coeficiente de comportamento. Na equação (2.44) encontra-se representado o desenvolvimento algébrico da expressão presente na cláusula 4.4.2.2(2) (equação (2.11)) para o demonstrar. Por seu lado, para pórticos metálicos contraventados (CBF), adotar este método não é tão vantajoso como se verifica nas estruturas de ligações rígidas (MRF), sendo que o controlo e racionalidade que este possibilita ao longo do dimensionamento de um pórtico metálico contraventado é a sua principal vantagem dado que os efeitos de segunda ordem e as verificações de *drifts* não são as mais condicionantes nestas configurações estruturais.

$$\theta = \frac{P_{\text{tot},i} \cdot d_{\text{el},i} \cdot q}{V_{\text{tot,el},i} \cdot h_i} \quad (2.44)$$

Neste caso:

- θ – coeficiente de sensibilidade ao deslocamento relativo entre pisos;
- $P_{\text{tot},i}$ – é a carga total gravítica suportada pelos pilares do piso i em análise;
- $d_{\text{el},i}$ – valor de cálculo dos deslocamentos relativos entre pisos para o corte basal elástico;
- q – coeficiente de comportamento adotado;
- $V_{\text{tot,el},i}$ – corte basal total no piso i considerado;
- h_i – altura entre pisos.

3

DIMENSIONAMENTO DE UM PÓRTICO METÁLICO CONTRAVENTADO EM X SEGUNDO O EC8

3.1. INTRODUÇÃO

Neste capítulo é feito o dimensionamento de um pórtico metálico com contraventamentos centrados em X que constitui a estrutura de um edifício de escritórios localizado na zona de Lisboa. O pórtico é dimensionado pela metodologia do IFBD, referida no subcapítulo 2.4, e o dimensionamento é devidamente pormenorizado de modo a identificar as dificuldades observadas na aplicação do EC8.

3.2. CONFIGURAÇÃO ESTRUTURAL

O edifício de 4 pisos analisado tem a grelha em planta representada na Fig. 3.1. Como se pode observar, trata-se de um edifício com cerca de 1100m² de área. Na direção longitudinal (X), a estrutura é composta por 4 pórticos com 6 vãos de 8m e na direção transversal (Y) é constituída por 7 pórticos de 3 vãos de 8m. A ligação entre os pórticos é feita por um sistema de vigas secundárias localizadas a terços de vão cada (2,67m) numa configuração em xadrez, suportando uma laje de funcionamento misto. Para uma altura de 4 pisos (14,5m), onde o primeiro tem cerca de 4,0m e os restantes 3,5m, contraventando apenas os vãos demarcados na Fig. 3.1, fica a configuração estrutural em alçado representada na Fig. 3.2.

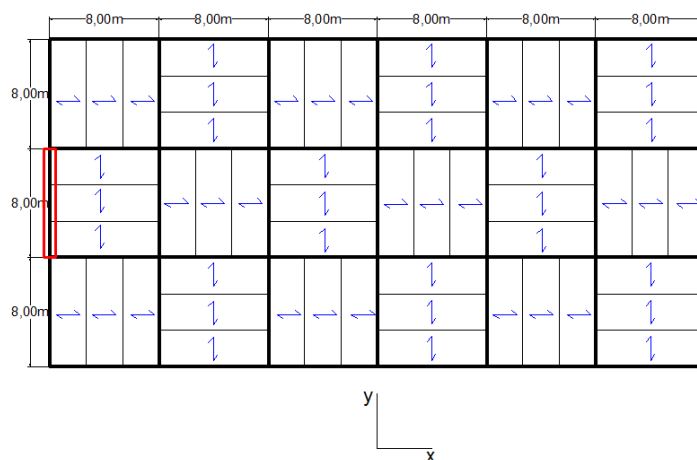


Fig. 3.1 – Planta estrutural

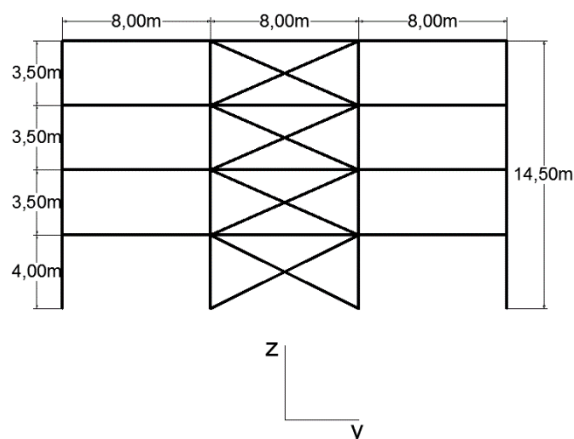


Fig. 3.2 – Pórtico a estudar neste capítulo

3.3. DISTRIBUIÇÃO DAS CARGAS VERTICAIS

No Quadro 3.1 são apresentados os valores característicos das cargas utilizados no dimensionamento da estrutura, tendo em conta as suas características ocupacionais (edifício de escritórios). Os valores das sobrecargas foram obtidos no Eurocódigo 1 [7].

Quadro 3.1 – Cargas verticais de dimensionamento

	Cargas permanentes (kN/m ²)	Sobrecargas (kN/m ²)
Cobertura	4,7	1,5
Piso tipo	4,7	3,0

De acordo com a planta estrutural (Fig. 3.1), a transmissão de cargas verticais aos pórticos contraventados na periferia na direção Y (pórtico de interesse) é efetuada pelas lajes como cargas distribuídas e pelas vigas secundárias como cargas concentradas, como se ilustra na Fig. 3.3. Os valores característicos destas cargas são representados no Quadro 3.2.

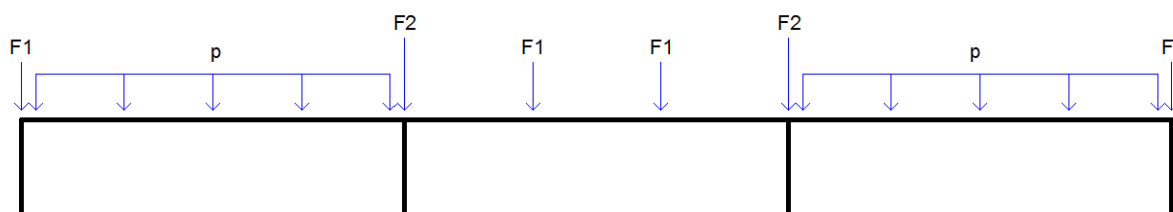


Fig. 3.3 – Distribuição de cargas verticais aos pórticos contraventados em estudo

Quadro 3.2 – Cargas gravíticas para o dimensionamento sísmico do pórtico contraventados metálico

	Carga	p (kN/m)	F1 (kN)	F2 (kN)
Cobertura	G_k	6,27	50,13	75,2
	Q_k	2	16,0	24
Piso Tipo	G_k	6,27	50,13	75,2
	Q_k	4,0	32,0	48,0

3.4. CARACTERÍSTICAS DOS MATERIAIS

No processo de dimensionamento foi utilizado aço da classe S275 (para as vigas e elementos de contraventamento) e S355 (para os pilares), laminado a quente, caracterizados por uma tensão de cedência nominal (f_y) de 275 MPa e 355 MPa, respetivamente. Estes aços têm também as seguintes características (Eurocódigo 3, Cl. 3.2):

- módulo de Young: $E = 210 \text{ GPa}$;
- módulo de distorção: $G = 81 \text{ GPa}$
- coeficiente de Poisson: $\nu = 0,3$.

Os perfis adotados têm as características apresentadas nos catálogos comerciais da Arcelor-Mittal. Mais concretamente, admite-se para vigas e elementos de contraventamento a gama HE e, para os pilares, as gamas HE e HD.

3.5. AÇÃO SÍSMICA E METODOLOGIA DE ANÁLISE

Para a definição da ação sísmica são considerados os seguintes parâmetros de cálculo:

- localização do edifício: Lisboa;
- tipo de solo: B;
- amortecimento: 5%;
- classe de importância da estrutura: II (coeficiente de importância $\gamma_I = 1,0$)

Posto isto, com consulta do anexo nacional (NA) do EC8, foram determinados os parâmetros relativos às ações sísmicas para a estrutura em estudo. Estes parâmetros encontram-se representados no Quadro 3.3 e Quadro 3.4.

Quadro 3.3 – Parâmetros relativos à ação sísmica Tipo 1 (EC8, NA)

a_{gR}	Tipo de solo	S	$T_B(s)$	$T_C(s)$	$T_D(s)$
1,5	B	1,292	0,10	0,60	2,0

Quadro 3.4 – Parâmetros relativos à ação sísmica Tipo 2 (EC8, NA)

a_{gR}	Tipo de solo	S	$T_B(s)$	$T_C(s)$	$T_D(s)$
1,7	B	1,268	0,10	0,25	2,0

Os espectros de cálculo em acelerações definidos no EC8 foram obtidos através das equações (3.1), (3.2), (3.3) e (3.4), presentes na cláusula 3.2.2.2.5 do EC8.

$$0 \leq T \leq T_B : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (3.1)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \quad (3.2)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (3.3)$$

$$T_D \leq T : S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (3.4)$$

Onde:

- $S_d(T)$ é a aceleração espectral de cálculo;
- q é o coeficiente de comportamento;
- β é o coeficiente correspondente ao limite inferior do espectro de cálculo horizontal;
- os restantes parâmetros encontram-se definidos no subcapítulo 2.2.3.

No dimensionamento realizado são utilizados coeficientes de comportamento (q) tendo em conta o IFBD, ao invés de se adotar o coeficiente de comportamento referido no EC8 (como foi mencionado anteriormente). Não obstante, são apresentados na Fig. 3.4 os espectros de resposta elástico e de cálculo para os dois tipos de ação sísmica, considerando uma classe de ductilidade média (DCM), com o máximo valor de coeficiente de comportamento permitido pelo regulamento de $q=4$.

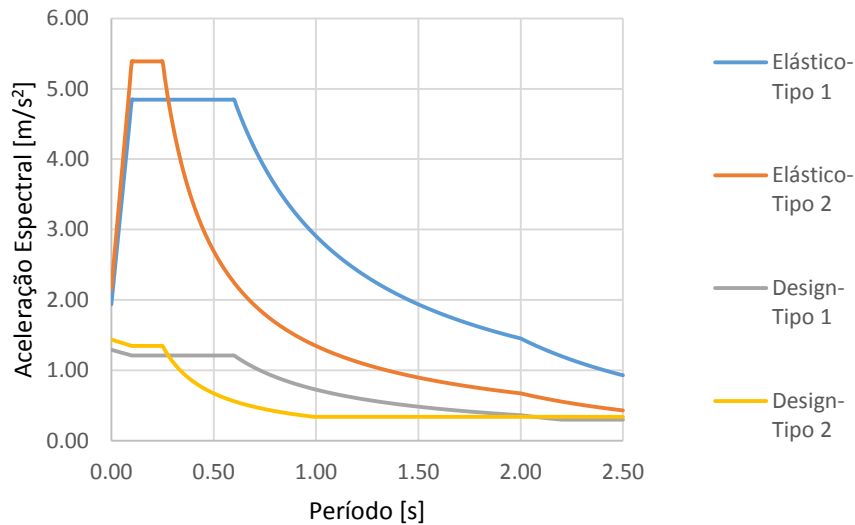


Fig. 3.4 – Espectro de resposta elástica e de cálculo (design) para um valor de coeficiente de comportamento de $q=4$

O dimensionamento sísmico do pórtico é realizado com base no método de sobreposição modal referido no subcapítulo 2.3.2. Os efeitos acidentais de torção não foram considerados neste estudo.

3.6. DIMENSIONAMENTO PARA CARGAS VERTICAIS

O pórtico é dimensionado para o Estado Limite Último (ELU) e para Estado Limite de Serviço (ELS), de acordo com os critérios previstos no Eurocódigo 3 [7]. Para o dimensionamento gravítico foi alvo o pórtico destacado Fig. 3.5 sendo que serve a solução encontrada para este como a solução inicial de vigas e pilares para o dimensionamento sísmico (ver subcapítulo 2.4, IFBD). Na escolha das seções, para cada elemento, é considerada a resistência seccional e a redução devido aos efeitos de instabilidade. São também verificados os limites de deformação vertical regulamentares.

Como referido no EC8 (Cl. 6.7.2) para o dimensionamento destes pórticos considera-se apenas as diagonais em tração e, na situação gravítica, apenas as vigas e pilares devem ser tidos em conta na capacidade resistente da estrutura. Os elementos de contraventamento são, deste modo, apenas resistentes a ações horizontais, não interessando para esta fase do dimensionamento.

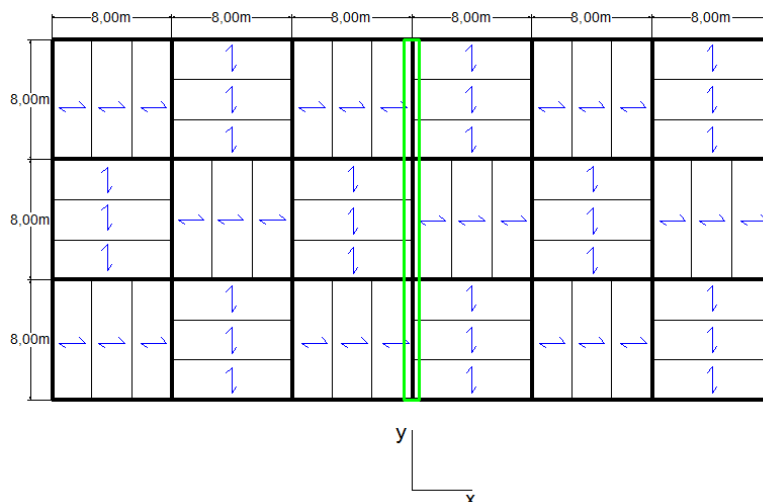


Fig. 3.5 – Pórtico para dimensionamento gravítico

Na configuração estrutural de pórticos com contraventamentos em X, as vigas normalmente são consideradas simplesmente apoiadas (não contínuas nos pilares) o que é materializado com ligações articuladas. Os pilares, por seu lado, são rotulados na base e contínuos até ao topo. O simples facto dos pilares serem contínuos tem benefícios no desempenho sísmico da estrutura, conferindo uma melhor distribuição de deformações plásticas de acordo com Elghazouli [10].

A combinação de ações considerada para ELU é a prevista no Eurocódigo 0 [11], nomeadamente, na cláusula 6.4.3 como mostra a expressão seguinte.

$$F_d = 1,35 \cdot G_k + 1,5 \cdot Q_k \quad (3.5)$$

No que toca às verificações das deformações em ELS, foi considerada a combinação prescrita na cláusula 7.2.1 do anexo nacional do EC3 (7.2.1(1)B (equação (3.6))).

$$F_d = 1,0 \cdot G_k + 1,0 \cdot Q_{k1} + \psi_{li} \cdot Q_{ki} \quad (3.6)$$

O funcionamento gravítico do sistema acima descrito é misto e tem um caminho de carga que percorre, por ordem, a laje, vigas secundárias, vigas principais, pilares e, por fim, fundações. Todos os elementos foram devidamente dimensionados, exceto as fundações e as próprias ligações metálicas.

A utilização de laje mista neste tipo de estrutura irá traduzir-se numa solução eficiente que será complementada com um comportamento gravítico misto das vigas principais e secundárias. No Quadro 3.5 são apresentados as soluções adotadas para a laje mista e vigas secundárias.

Quadro 3.5 – Soluções adotadas para a laje e para as vigas secundárias da estrutura

Laje Mista	Vigas Secundárias
Catálogo O FELIZ H60 0,7 mm	IPE 270

No Quadro 3.6 apresentam-se as seções finais adotadas para as vigas e pilares do pórtico em estudo. Tal como se pode verificar, admitiu-se uma seção constante ao longo dos 4 pisos. Para as vigas foi verificado o ELU e o ELS. No Quadro 3.7 podem ser consultadas as flechas em serviço obtidas para uma viga na cobertura e para uma viga localizada no piso tipo.

Quadro 3.6 – Seções resultantes do dimensionamento gravítico do pórtico contraventados de 4 pisos

Piso	Pilares Exteriores	Pilares Interiores	Vigas
1	HE200B	HE260B	HE320A
2	HE200B	HE260B	HE320A
3	HE200B	HE260B	HE320A
4	HE200B	HE260B	HE300A

Quadro 3.7 – Flechas máximas das vigas principais em ELS

Seção	Flecha máxima (mm)	$\delta_{\max, EC3} = L/250$ (mm)
Cobertura HE300A	26.8	32
Piso Tipo HE320A	30.1	32

Com as seções calculadas para as ações gravíticas, obtém-se a estrutura que servirá de ponto de partida para o dimensionamento sísmico do pórtico em questão (Fig. 3.2).

3.7. DIMENSIONAMENTO SÍSMICO PARA ELU E ELS

O modelo estrutural utilizado no dimensionamento sísmico do pórtico em análise encontra-se representado na Fig. 3.6. Foi utilizado o programa de análise RSAP [12].

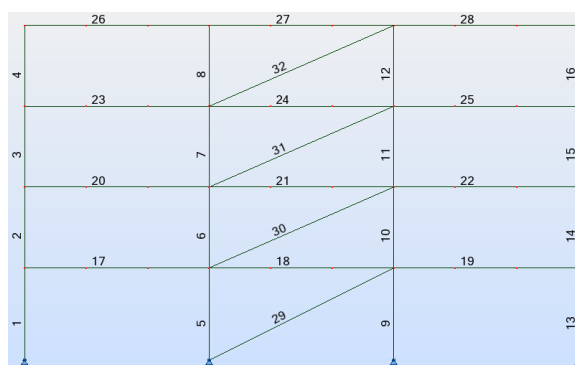


Fig. 3.6 - Modelo estrutural para o dimensionamento do pórtico

A combinação de ações utilizada para o dimensionamento sísmico em ELU é a presente no EC0 (Cl. 6.4.3.4, equação (3.7)). No caso dos elementos dissipativos (diagonais à tração), tendo em conta que estes apenas resistem às forças horizontais, no seu dimensionamento as parcelas gravíticas desaparecem e ficamos com a equação (3.8).

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{j \geq 1} \psi_{2,1} \cdot Q_{k,j} + A_{Ed} \quad (3.7)$$

$$E_d = A_{Ed} \quad (3.8)$$

Em que G_k e Q_k são ações devido às cargas características permanentes e sobrecargas, respetivamente. O parâmetro ψ_2 é considerado igual a 0,3 para os pisos correntes e 0,0 para a cobertura. O valor de A_{Ed} refere-se à ação correspondente ao carregamento sísmico, como forças na direção horizontal.

De seguida, apresentam-se as massas consideradas para o dimensionamento sísmico (Quadro 3.8) na análise por sobreposição modal, assim como a respetiva matriz de massa \mathbf{M} (equação (3.9)). A massa considerada no pórtico corresponde a metade da massa total para a combinação de dimensionamento (equação (3.7)), uma vez que estão previstos dois pórticos de igual rigidez para as ações horizontais segundo a direção Y (Fig. 3.1). A distribuição em altura das forças sísmicas é aplicada conforme explicado na análise por sobreposição modal (subcapítulo 2.3).

Quadro 3.8 – Massa por piso a considerar no dimensionamento sísmico do pórtico de 4 pisos

Piso	Área (m²)	Massa do edifício (t)			Massa para dimensionamento sísmico do pórtico (t)
		G _k (t)	Ψ ₂ ·Q _k (t)	Massa do esqueleto metálico gravítico (t)	
1	576	276.2	50.9	21.6	348.7
2		276.2	50.9	21.35	348.45
3		276.2	50.9	21.35	348.45
4		276.2	0.0	17.8	294.0
				Total	1339.6

$$\mathbf{M}_4 = \begin{bmatrix} 348,7 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 348,45 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 348,45 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 294,0 \end{bmatrix} \text{ (t)} \quad (3.9)$$

Adotando perfis do catálogo Arcelor-Mitall (HE) para os elementos de contraventamento podem ser definidas as seções mínimas para os elementos de contraventamento que satisfazem o limite de esbelteza normalizada do EC8. Para este propósito, considerou-se um comprimento de encurvadura fora do plano do pórtico igual ao comprimento do contraventamento e facilmente se calculou o raio de giração mínimo e máximo (i) permitido pelo EC8 (equação (2.14)):

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1}, \lambda = \frac{L_{cr}}{i}, \lambda_1 = \pi \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (3.10)$$

$$1,3 < \bar{\lambda} \leq 2,0 \Leftrightarrow 1,3 < \frac{L_{cr}}{i \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}}} \leq 2,0 \Leftrightarrow \frac{L_{cr}}{1,3 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}}} > i \geq \frac{L_{cr}}{2,0 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}}} \quad (3.11)$$

Sendo que no primeiro piso:

$$\begin{cases} L_{cr} = \sqrt{8^2 + 4^2} = 8,94 \text{ m} \\ 7,925 \text{ cm} > i \geq 5,151 \text{ cm} \end{cases} \quad (3.12)$$

Enquanto nos restantes:

$$\begin{cases} L_{cr} = \sqrt{8^2 + 3,5^2} = 8,73 \text{ m} \\ 7,737 \text{ cm} > i \geq 5,029 \text{ cm} \end{cases} \quad (3.13)$$

Neste ponto procedeu-se à escolha dos elementos de contraventamento a utilizar. A solução mais favorável a nível económico é utilizar os elementos mais esbeltos, sendo que, neste caso para todos os pisos será o elemento HE220AA, tendo em conta a equação (3.13). O elemento HE220AA tem um raio de giração de 5,42cm na sua menor inércia que é a que interessa (maior esbelteza).

De seguida, segundo a metodologia IFBD, foram obtidos os resultados representados nos quadros seguintes.

Quadro 3.9 – Elementos de contraventamento do pórtico em análise segundo o EC8 (1ª tentativa)

Piso	Seção	$\bar{\lambda}$	$F_{E,el}$ (kN)	q	$F_{E,d}$ (kN)	$N_{pl,Rd}$ (kN)	N_{Ed} (kN)	Ω	$\frac{\Omega_{max}}{\Omega_{min}}$
1	HE220AA	1.90	1264.27	2.95	428.57	1416.25	1325.97	1.07	3.35
2	HE220AA	1.86	1582.57		536.46	1416.25	1035.14	1.37	
3	HE220AA	1.86	1659.00		562.37	1416.25	719.97	1.97	
4	HE220AA	1.86	1928.38		653.69	1416.25	395.54	3.58	

Como se pode verificar após esta iteração, a menos que haja um aumento de robustez dos elementos de contraventamento ao longo da altura, não será possível cumprir com as prescrições do EC8 (equações (2.15) e (2.16)). Note-se que a sobrerresistência máxima, nesta solução, é cerca de 335% da mínima quando, na verdade, se encontra limitada, pelo EC8, a 125%.

Escolhendo uma solução diferente de elementos de contraventamento, isto é, escolhendo perfis do catálogo da ArcelorMittal com a área superior ao HE220AA é conduzido à solução apresentada no Quadro 3.10.

Quadro 3.10 - Elementos de contraventamento do pórtico em análise segundo o EC8 (2ª tentativa)

Piso	Seção	$\bar{\lambda}$	$F_{E,el}$ (kN)	q	$F_{E,d}$ (kN)	$N_{pl,Rd}$ (kN)	N_{Ed} (kN)	Ω	$\frac{\Omega_{max}}{\Omega_{min}}$
1	HE260A	1.59	1224.06	1.97	621.05	2387.00	2383.49	1.00	1.88
2	HE240A	1.68	1767.13		896.60	2112.00	1917.97	1.10	
3	HE220A	1.83	1904.49		966.29	1768.25	1352.35	1.31	
4	HE220AA	1.86	2313.02		1173.57	1416.25	752.56	1.88	

Segundo o Quadro 3.10, apesar de os limites de esbelteza (equação (2.14)) serem cumpridos, assim como a prescrição do EC8 onde $N_{pl} \geq N_{Ed}$ (equação (2.15)), os limites de sobrerresistência ainda não são possíveis de cumprir. No Quadro 3.11 apresenta-se a solução final, após algumas tentativas.

Quadro 3.11 - Solução final em termos de elementos de contraventamento

Piso	Seção	$\bar{\lambda}$	$F_{E,el}$ (kN)	q	$F_{E,d}$ (kN)	$N_{pl,Rd}$ (kN)	N_{Ed} (kN)	Ω	$\frac{\Omega_{max}}{\Omega_{min}}$
1	HE280B	1.45	1142.65	1.41	808.79	3613.50	3525.08	1.03	1.21
2	HE240B	1.65	1840.38		1302.66	2915.00	2906.17	1.00	
3	HE240A	1.68	2070.30		1465.40	2112.00	2081.59	1.01	
4	HE220AA	1.86	2582.44		1827.90	1416.25	1165.47	1.22	

Como se pode constatar, cumprir o limite de sobrerresistência, $\Omega_{max}/\Omega_{min} \leq 1,25$ é claramente o critério condicionante na escolha dos elementos de contraventamento sendo que o último elemento (neste caso o elemento do 4º piso, HE220AA) condiciona todos os outros pois será o elemento responsável pelo valor de Ω_{max} . Na verdade, quanto mais robusto este for, mais robustos terão de ser os restantes elementos.

Para a verificação de segurança dos elementos não dissipativos (vigas e pilares), é tida em conta a combinação regulamentar, com vista à aplicação do princípio de *capacity design* (equação (3.14)). No Quadro 3.12 são apresentadas as soluções finais para o dimensionamento sísmico da estrutura.

$$E_d = E_{d,G+0,3-Q} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot E_{d,E} \quad (3.14)$$

Quadro 3.12 – Seções finais do pórtico 4Y1 segundo o EC8

Piso	Pilares Exteriores	Pilares Interiores	Vigas
1	HE200B	HE360M	HE450A
2	HE200B	HE360M	HE400A
3	HE200B	HE360M	HE320A
4	HE200B	HE360M	HE300A

Por fim, de modo a finalizar o dimensionamento sísmico do pórtico em estudo, é necessário refazer os cálculos para verificar se a introdução de pilares mais robustos tem algum efeito negativo na verificação das sobrerresistência máxima e mínima. No Quadro 3.13 é possível ver que as diferenças são de certo modo positivas, não sendo necessária qualquer alteração dos elementos de contraventamento.

Quadro 3.13 – Solução final dos elementos de contraventamento

Piso	Seção	$\bar{\lambda}$	$F_{E,el}$ (kN)	q	$F_{E,d}$ (kN)	$N_{pl,Rd}$ (kN)	N_{Ed} (kN)	Ω	$\frac{\Omega_{max}}{\Omega_{min}}$
1	HE280B	1.45	1201.09	1.49	803.84	3613.50	3602.23	1.00	1.17
2	HE240B	1.65	1925.80		1288.86	2915.00	2912.57	1.00	
3	HE240A	1.68	2275.94		1523.20	2112.00	2091.93	1.01	
4	HE220AA	1.86	2762.18		1848.62	1416.25	1210.06	1.17	

Com a estrutura dimensionada para ELU seguem-se, nos quadros seguintes as verificações para a não consideração dos efeitos P- Δ ($\theta \leq 0,1$ em todos os pisos) e a limitação de *drifts* para ELS (equações (2.11) ou (2.44) e (2.13)).

Quadro 3.14 – Verificação para desprezar efeitos P- Δ

Piso	P_{tot} (kN)	$d_{el,i}$ (m)	q	$V_{tot,el}$ (kN)	h (m)	θ
1	692.50	0.038	1.49	8165.01	4	0.0012
2	513.30	0.039		6963.92	3.5	0.0012
3	334.10	0.041		5038.12	3.5	0.0012
4	154.90	0.037		2762.18	3.5	0.0009

Quadro 3.15 – Verificação para ELS

Piso	$d_{r,i}$ (m)	v	h (m)	$0,0075 \cdot h$	$d_{r,i} \cdot v \leq 0,0075 \cdot h$
1	0.038	0.4	4	0.030	$0.0152 \leq 0.03$
2	0.039		3.5	0.026	$0.0156 \leq 0.026$
3	0.041		3.5	0.026	$0.0164 \leq 0.026$
4	0.037		3.5	0.026	$0.0148 \leq 0.026$

No que toca às verificações de efeitos P- Δ e de *drifts* para ELS, estes não são condicionantes (Quadro 3.14 e Quadro 3.15) devido ao facto, já mencionado, de os pórticos metálicos contraventados serem estruturas bastante rígidas e, na verdade, estas verificações são condicionantes quando se trata de estruturas relativamente flexíveis (pórticos de ligações rígidas) como se pode concluir no estudo de Lopes [9].

Apesar de ter sido tido em conta o comportamento dissipativo real do pórtico pela estimativa do corte basal para a primeira plastificação ($V_{ly}=V_d$), não é possível propor perfis mais esbeltos que levem a uma estrutura menos robustas devido aos principais condicionamentos no dimensionamento desta estrutura, mais concretamente, devido ao limite de esbelteza normalizada ($\bar{\lambda}$) e controlo de sobrerresistência. Utilizando as seções em questão (HE), o elemento com menor esbelteza possível de adotar apresenta-se

como um elemento relativamente robusto, face à intensidade sísmica para ELU. O coeficiente q é, de certo modo, um indicador da racionalidade da solução em questão dado que, utilizando o IFBD, é possível avaliar até que ponto é que a estrutura terá comportamento dissipativo na situação de ELU. Neste caso concreto, o coeficiente q tem um valor de 2,57 (Quadro 3.13) expondo uma certa diferença em relação ao valor empírico do EC8 que seria de $q=4$ (Quadro 2.3).

No caso de se proceder ao dimensionamento desta estrutura através da metodologia padrão do EC8, aplicando o coeficiente de comportamento (q) máximo permitido pelo regulamento ($q=4$), o efeito de sobrerresistência devido à robustez dos elementos de contraventamento teria efeito na aplicação do *capacity design* (equação (3.14)) tendo em conta que Ω representa a sobrerresistência mínima que, nessa situação (aplicando $q=4$), estaria afastada da unidade. Grosso modo e recapitulando, apesar do corte basal de cálculo (V_d) ser menor utilizando o coeficiente de comportamento (q) do EC8, devido aos limites de sobrerresistência a solução de elementos de contraventamentos seria a mesma (estas são condicionadas pelo perfil metálico a utilizar, pelos limites de sobrerresistência e esbelteza do EC8) e o “ganho” na utilização de um V_d menor seria perdido, *à posteriori*, na aplicação do *capacity design*, levando no final a uma solução análoga.

Por fim, é de realçar as dificuldades em cumprir as prescrições do regulamento, tal como foi demonstrado. Na verdade, desde a primeira tentativa até à última existe um aumento de peso nos elementos de contraventamento que não deve ser desprezado. Enquanto na primeira tentativa o peso em aço dos elementos de contraventamento ronda os 2840kg, na solução final o peso dos elementos de contraventamento ronda os 5050kg. Trata-se, efetivamente, de um aumento de 178% do peso dos elementos de contraventamento que terá efeito também no peso em aço do pórtico gravítico tendo em conta que a solução final gera esforços maiores quando se aplica a combinação do *capacity design*.

4

ESTUDO PARAMÉTRICO DE PÓRTICOS CONTRAVENTADOS EM X

4.1. INTRODUÇÃO

Neste capítulo são propostas variantes que, apesar de violarem os critérios estabelecidos no EC8 [1], procuram atenuar as dificuldades identificadas no anterior (Capítulo 3).

É efetuado um estudo para três alturas distintas do edifício estudado no capítulo anterior (Fig. 3.1) e, para cada uma dessas alturas, adota-se diferente número de alinhamentos de contraventamentos, conforme se apresenta adiante no subcapítulo 4.3. Para cada uma dessas diferentes configurações são realizados dimensionamentos respeitando o regulamento atual e considerando também as várias variantes. A eventual eficácia das variantes fica necessariamente condicionada a validação com base em análises não-lineares que são efetuadas no capítulo 5.

4.2. APRESENTAÇÃO E JUSTIFICAÇÃO DAS PROPOSTAS ALTERNATIVAS AO EC8

Os pórticos contraventados metálicos em X são estruturas que representam soluções economicamente viáveis. Porém, tendo em conta as regras introduzidas pelo regulamento, essa vantagem dos pórticos metálicos contraventados em X perdeu-se devido às exigentes imposições do regulamento. Os limites de esbelteza normalizada e a limitação de sobrerresistência máxima e mínima (equações (2.14) e (2.16)) implicam dificuldades no dimensionamento destas estruturas, tal como apresentado no Capítulo 3, sendo que esta solução é, muitas das vezes, impraticável.

De facto, os limites de esbelteza normalizada (equação (2.14)) têm dois objetivos. Tendo em conta que os modelos aceites pelo regulamento são modelos baseados no *Tension-Only Approach* (no cálculo de um pórtico metálico contraventado em X os elementos de contraventamento que se encontram à compressão são eliminados do modelo linear) é racional controlar a força máxima que os elementos comprimidos irão desenvolver numa situação de evento sísmico. O limite inferior de 1,3 explica este facto. O EC8 assume, de forma simplificada, que elementos de contraventamento que tenham uma esbelteza normalizada superior a 1,3 não irão sobrecarregar os elementos adjacentes na fase de pré-encurvadura e o projetista pode eliminar esses elementos do modelo estrutural utilizado para o cálculo. No que toca ao limite superior, trata-se de um limite que garanta um bom funcionamento histerético dos elementos de contraventamento. Na Fig. 4.1 apresenta-se a resposta típica de um elemento de contraventamento a um carregamento cíclico. A forma da curva gerada caracteriza o comportamento histerético desse elemento. Grosso modo, quanto maior for a área gerada no interior desta curva (Fig. 4.2, sombreado), maior será a dissipação de energia e, conseqüentemente, melhor será o comportamento

histerético desse elemento dissipativo. O EC8 limita assim a esbelteza superior a 2,0 de modo a garantir elementos onde se espere um comportamento histerético aceitável.

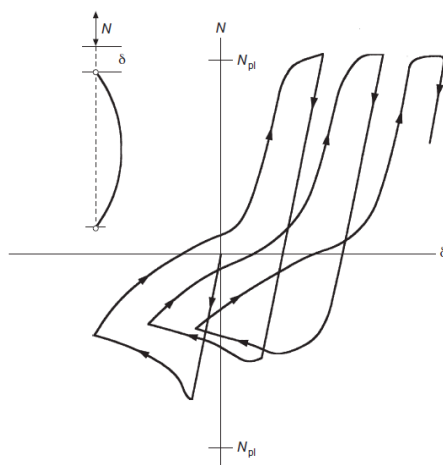


Fig. 4.1 – Resposta a um carregamento cíclico de um elemento de contraventamento [10]

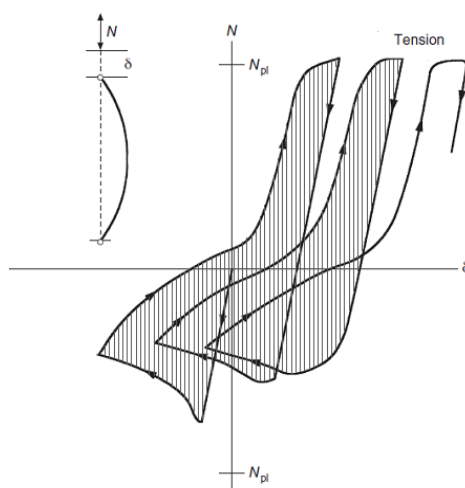


Fig. 4.2 – Quanto maior a área a sombreado maior a quantidade de energia mecânica dissipada

Apesar disto, dimensionar pórticos metálicos contraventados em X respeitando estes limites é uma tarefa penosa que leva, muitas vezes, a estruturas pesadas pois obriga a adotar um elemento de contraventamento relativamente robusto no último piso das estruturas em questão e, quanto mais robusto for este elemento, mais robustos serão os restantes, de modo a manter os limites de sobrerresistência máxima e mínima.

Posto isto, a primeira alteração/variante que se propõe ao EC8 é alterar o limite superior da cláusula 6.7.3(1) para 2,5, tal como se mostra na seguinte equação (4.1). Deste modo será possível aliviar todos os elementos de contraventamento, dado que o mais esbelto terá menor área.

$$1,3 < \bar{\lambda} \leq 2,5 \quad (4.1)$$

No que toca ao outro critério crítico, o EC8 obriga a sobrerresistência máxima ser menor ou igual a 125% da mínima (equação (2.16)). Isto justifica-se, de modo a que haja um comportamento dissipativo

idêntico em todas as diagonais em altura, distribuindo assim a dissipação de energia por todos os elementos encarregues de tal tarefa (elementos dissipativos que neste caso são as diagonais à tração).

Não obstante, tendo em conta que o elemento de contraventamento do último piso condiciona todos os outros é proposta outra variante ao regulamento. Na verificação da cláusula 6.7.3(8) (equação (2.16)), não contabilizar o elemento de contraventamento superior, ou melhor, na limitação da sobrerresistência máxima a 125% da sobrerresistência mínima o elemento de contraventamento superior não será tido em conta. Deste modo é esperado que haja um alívio geral da robustez dos elementos de contraventamento para estruturas de pequena a média altura.

Para além destas duas alterações, também se pretende estudar mais dois casos de modo a aligeirar o controlo de sobrerresistências. O primeiro é alterando o limite de sobrerresistência máxima de 125% para 150% como mostra a equação seguinte.

$$\Omega_{i,\max} \leq 1,50 \cdot \Omega_{i,\min} \quad (4.2)$$

Deste modo é esperado que a cláusula 6.7.3(8) não seja tão restritiva nos dimensionamentos. O segundo caso é aplicar esta cláusula a nível local. Isto é, verificar a sobrerresistência máxima a 125% da mínima entre pisos adjacentes apenas (por exemplo, primeiro com o segundo, segundo com o primeiro e terceiro, etcetera).

Resumindo, são propostos os seguintes casos variantes que violam o regulamento:

Quadro 4.1 – Variantes que violam o regulamento

Caso	Alteração
Variante 1	6.7.3(1), alterar o limite superior de esbelteza normalizada para 2,5
Variante 2	6.7.3(8), não ter em consideração o elemento de contraventamento do último piso na verificação de sobrerresistência máxima
Variante 3	6.7.3(8), aumentar a diferença entre a sobrerresistência máxima e sobrerresistência mínima para 50%
Variante 4	6.7.3(8), aplicar a prescrição do regulamento a nível local

De seguida é apresentado o estudo paramétrico onde se irão aplicar o EC8 e as 4 variantes mencionadas anteriormente.

4.3. ESTUDO PARAMÉTRICO

Efetua-se um estudo para três alturas distintas do edifício estudado no capítulo anterior (Fig. 3.1) e, para cada uma dessas alturas, adota-se diferentes números de alinhamentos de contraventamentos, como se mostra nas figuras seguintes. Como se pode observar, nas Fig. 4.3 a Fig. 4.6, na direção Y estudou-se a possibilidade de contraventar o vão central (Fig. 4.3, Y1) e a possibilidade de contraventar os vãos extremos (Fig. 4.4, Y2). No que toca à direção X, estudou-se a possibilidade de contraventar os dois vãos extremos (Fig. 4.5, X2) e os 2 pares de vãos extremos (Fig. 4.6, X4).

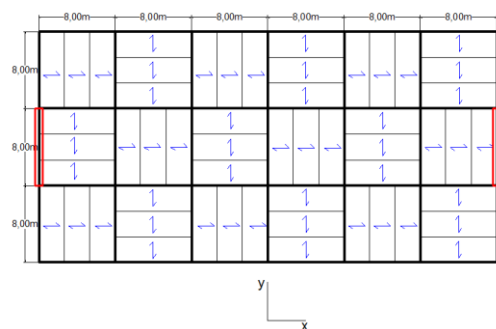


Fig. 4.3 – Representação em planta, Y1

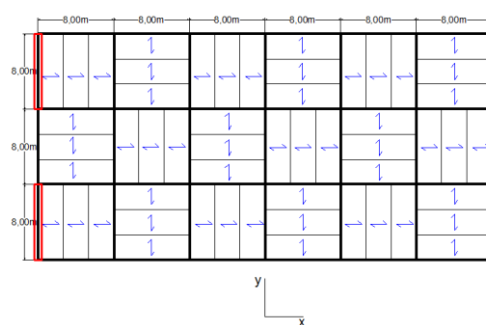


Fig. 4.4 – Representação em planta, Y2

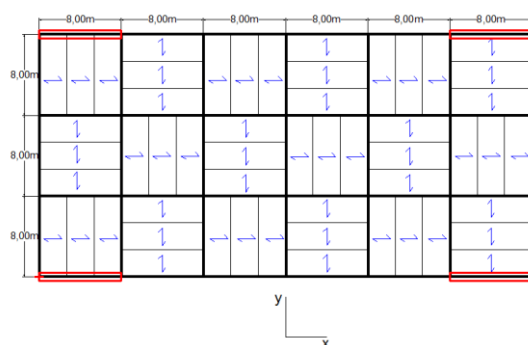


Fig. 4.5 – Representação em planta, X2

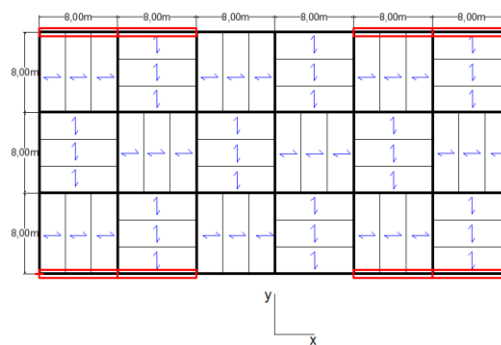


Fig. 4.6 – Representação em planta, X4

Para cada uma das configurações de contraventamentos apresentados estudaram-se pórticos de 4, 8 e 12 pisos. Em cada um deles o pé direito do primeiro andar é de 4,0m sendo que os restantes andares têm 3,5m. Na Fig. 4.7 até a Fig. 4.18 apresenta-se os alçados dos pórticos em questão. Assume-se que todos estes pórticos se localizam em Lisboa e o seu dimensionamento gravítico, assim como o seu funcionamento estrutural, é o mesmo que o do pórtico do Capítulo 3.

As designações dos vários pórticos significam, na verdade, “número do pisos_ direção _ número de alinhamentos de contraventamento no pórtico”. Por exemplo, 8X2 significa que o pórtico tem 8 pisos, se encontra na direção X da estrutura tridimensional e tem 2 alinhamentos/vãos com elementos de contraventamento. No Quadro 4.2 são apresentados os casos de dimensionamento realizados.

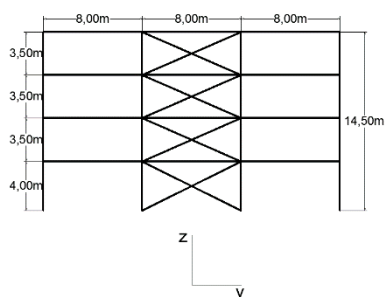


Fig. 4.7 – Alçado da estrutura de 4 pisos na direção Y, com 1 vão/alinhamento de contraventamentos (4Y1)

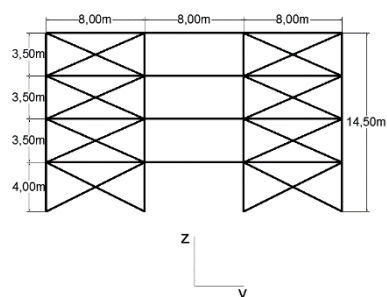


Fig. 4.8 - Alçado da estrutura de 4 pisos na direção Y, com 2 vãos/alinhamentos de contraventamentos (4Y2)

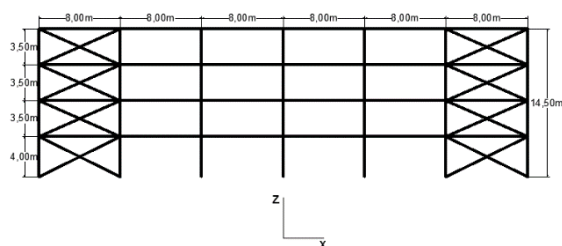


Fig. 4.9 - Alçado da estrutura de 4 pisos na direção X, com 2 vãos/alinhamentos de contraventamentos (4X2)

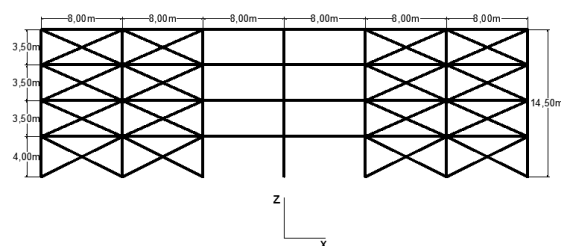


Fig. 4.10 - Alçado da estrutura de 4 pisos na direção X, com 4 vãos/alinhamentos de contraventamentos (4X4)

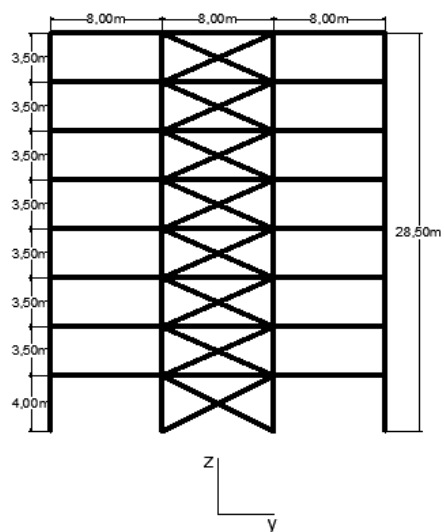


Fig. 4.11 - Alçado da estrutura de 8 pisos na direção Y, com 1 vão/alinhamento de contraventamentos (8Y1)

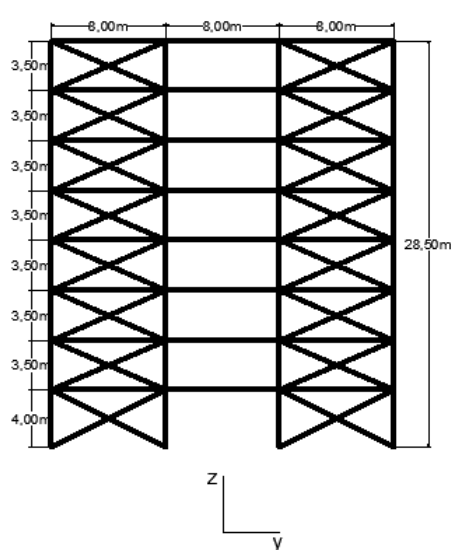


Fig. 4.12 - Alçado da estrutura de 8 pisos na direção Y, com 2 vãos/alinhamentos de contraventamentos (8Y2)

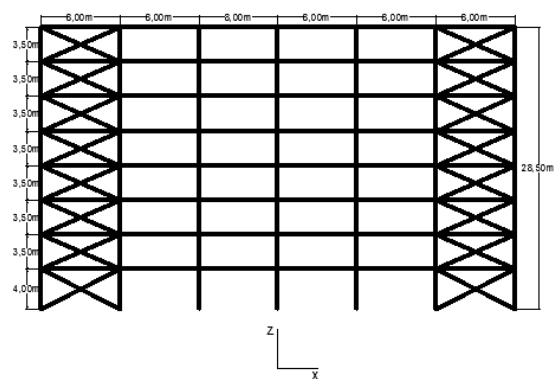


Fig. 4.13 - Alçado da estrutura de 8 pisos na direção X, com 2 vãos/alinhamentos de contraventamentos (8X2)

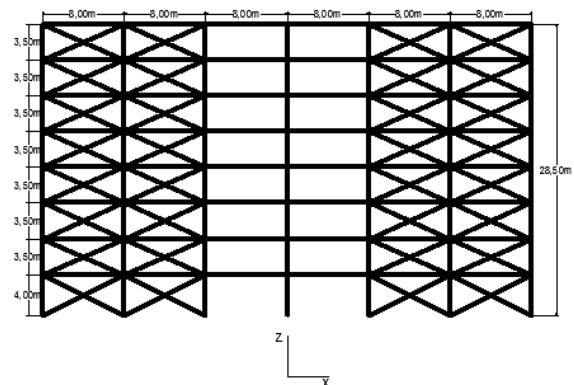


Fig. 4.14 - Alçado da estrutura de 12 pisos na direção X, com 4 vãos/alinhamentos de contraventamentos (8X4)

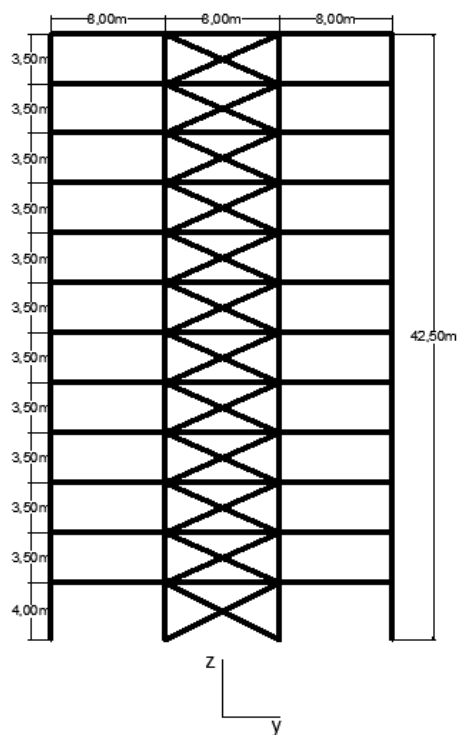


Fig. 4.15 - Alçado da estrutura de 12 pisos na direção Y, com 1 vão/alinhamento de contraventamentos (12Y1)

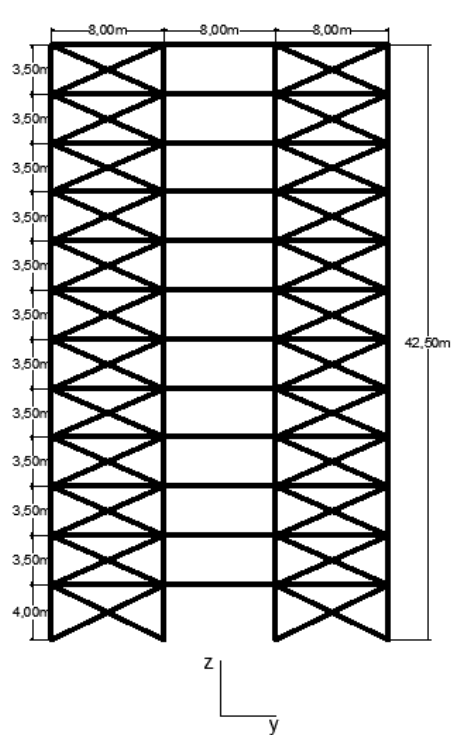


Fig. 4.16 - Alçado da estrutura de 12 pisos na direção Y, com 2 vãos/alinhamentos de contraventamentos (12Y2)

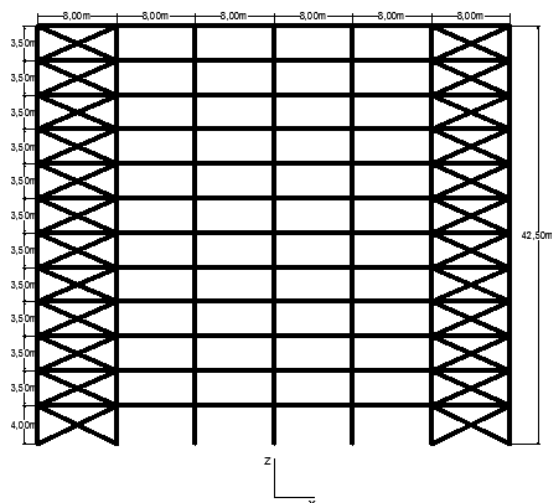


Fig. 4.17 - Alçado da estrutura de 12 pisos na direção X, com 2 vãos/alinhamentos de contraventamentos (12X2)

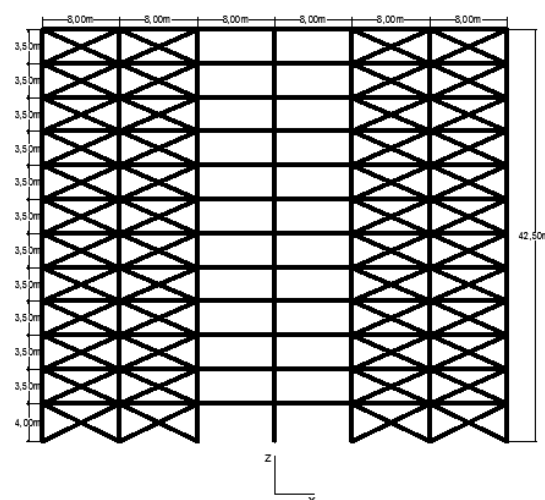


Fig. 4.18 - Alçado da estrutura de 12 pisos na direção X, com 4 vãos/alinhamentos de contraventamentos (12X4)

Quadro 4.2 – Quadro resumo dos casos de dimensionamento

Pórticos	Casos de dimensionamento
	EC8
4Y1, 4Y2, 4X2 e 4X4	Variante 1
8Y1, 8Y2, 8X2 e 8X4	Variante 2
12Y1, 12Y2, 12X2 e 12X4	Variante 3
	Variante 4

4.4. PÓRTICOS DE 4 PISOS

4.4.1. DIMENSIONAMENTOS GRAVÍTICO

O dimensionamento gravítico para ELU e ELS pode ser consultado no subcapítulo 3.6 no que toca aos pórticos 4Y1 e 4Y2. Para os pórticos na direção X (4X2 e 4X4) os pilares adotados são os mesmos pois a sua área de influência é a mesma. Como o objetivo deste trabalho não passa por obter uma solução estrutural global, os pilares têm a mesma orientação nas duas direções (Y e X), isto significa, que a sua maior inércia é mobilizada no plano do pórtico.

4.4.2. DIMENSIONAMENTO SÍSMICO PARA ELU E EL DE LIMITAÇÃO DE DANOS

4.4.2.1. Matriz de massa

A matriz de massa utilizada para o dimensionamento sísmico é a mesma do Capítulo 3 pois para a combinação prevista no EC0 [11] as massas nos pisos são idênticas, variando apenas ligeiramente devido à utilização de contraventamentos diferentes e da adição de mais vãos ou alinhamentos de contraventamento, o que é desprezável para o efeito tendo em conta a massa já contabilizada. A matriz pode ser assim consultada na equação (3.9).

4.4.2.2. Pórticos 4Y1

O modelo estrutural utilizado para o cálculo dos pórticos 4Y1 encontra-se representado na Fig. 3.6 (Capítulo 3).

Na Fig. 4.19 são apresentados os resultados do dimensionamento sísmico, para ELU e EL de limitação de danos, do pórtico 4Y1 para os casos de dimensionamento estudado referidos no Quadro 4.2. Para maior detalhe sobre as várias soluções devem ser consultados os resultados disponibilizados no anexo, nomeadamente, AN.1 – Pórtico 4Y1.

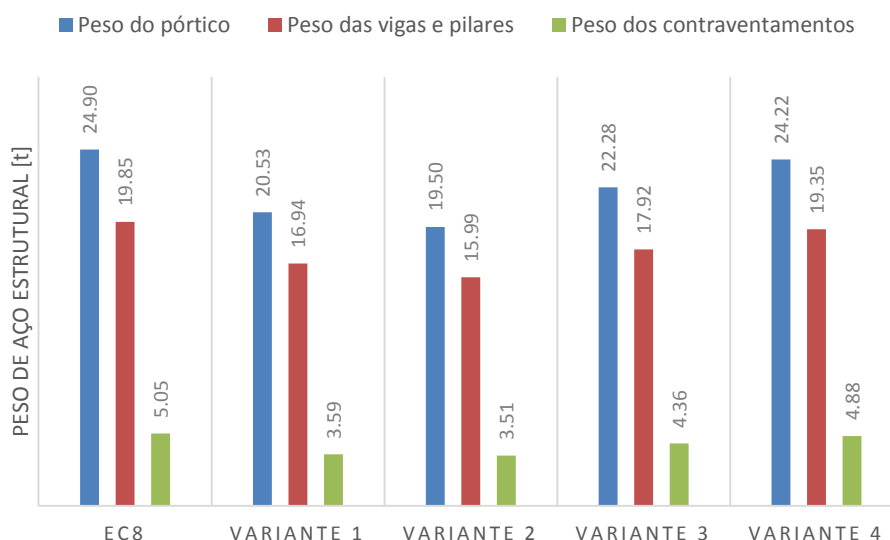


Fig. 4.19 – Resultados do dimensionamento sísmico para o pórtico 4Y1

De acordo com os resultados é possível observar o quão condicionante é o elemento de contraventamento superior. De facto, quando se baixa a esbelteza normalizada desse elemento para 2,5 (Variante1) o peso dos elementos de contraventamento baixa de 5,05t para 3,59t, assim como, o peso do pórtico gravítico baixa de 19,85t para 16,94t (o que traduz o impacto desta alteração no *capacity design*) sendo que o peso final do pórtico é reduzido para cerca de 82% do valor da solução segundo o EC8. Na verdade, a melhor solução aqui obtida é a da Variante2 (onde se despreza o elemento de contraventamento superior na verificação de sobrerresistência do EC8). Para este caso, o peso final do pórtico ronda os 78% da solução obtida respeitando todas as prescrições do EC8. Nas restantes variantes, mais concretamente a Variante3 e a Variante4, também se assiste a uma poupança de peso face à solução do EC8 embora esta poupança seja menos significativa.

4.4.2.3. Pórticos 4Y2

Nesta configuração estrutural, a única alteração face à anterior é a adição de mais um vão/alinhamento de contraventamentos. Na Fig. 4.20 pode ser consultado o modelo estrutural utilizado para o projeto sísmico do pórtico 4Y2.

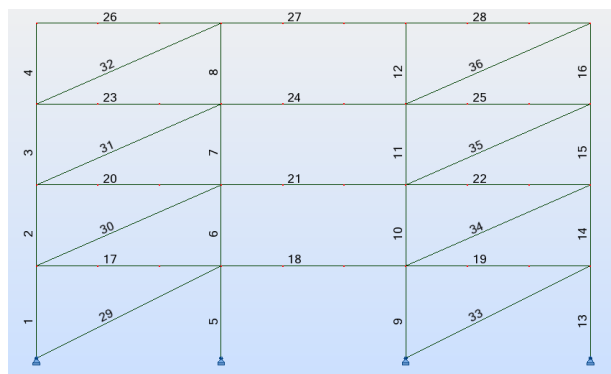


Fig. 4.20 – Modelo estrutural da estrutura 4Y2

Na Fig. 4.21 são apresentados os resultados do dimensionamento sísmico deste pórtico para o ELU e EL de limitação de danos segundo os diferentes casos a estudar. Para maior detalhe sobre as várias soluções devem ser consultados os resultados nos anexos, mais concretamente, AN.2 – Pórtico 4Y2.

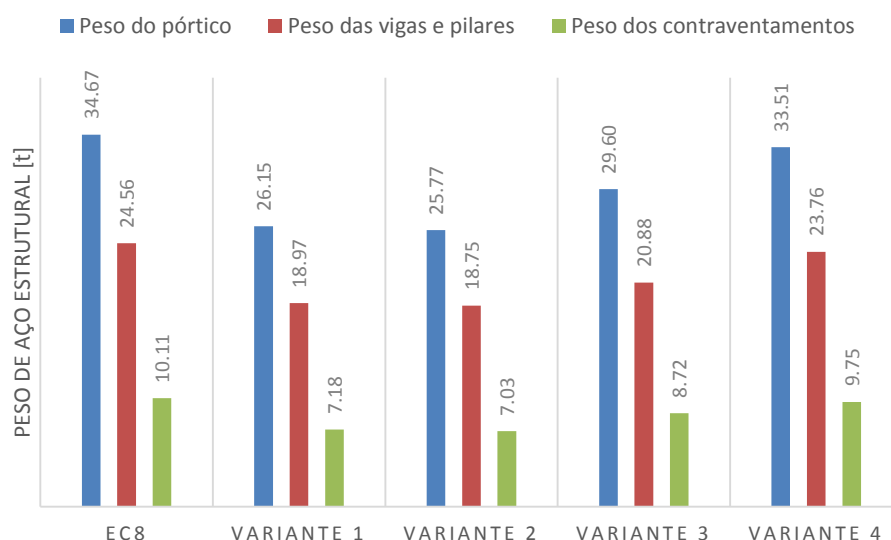


Fig. 4.21 - Resultados do dimensionamento sísmico para o pórtico 4Y2

De acordo com os resultados deste dimensionamento, uma vez mais, o EC8 prova ser uma solução relativamente robusta face às variantes adotadas. No que toca aos pesos de aço associados às várias variantes, o padrão observado na Fig. 4.19 mantém-se para este caso (4Y2). Uma vez mais, a Variante 2 conduziu à solução mais esbelta e, conseqüentemente, mais leve, por volta de 74% do peso obtido segundo o EC8. A Variante 4, onde se altera a verificação de sobrerresistência do EC8 para um nível local, mantém-se como pior alternativa resultando em cerca de 97% do peso da solução do EC8.

4.4.2.4. Pórticos 4X2

O modelo estrutural utilizado para o cálculo do pórtico 4X2 encontra-se representado na Fig. 4.22.

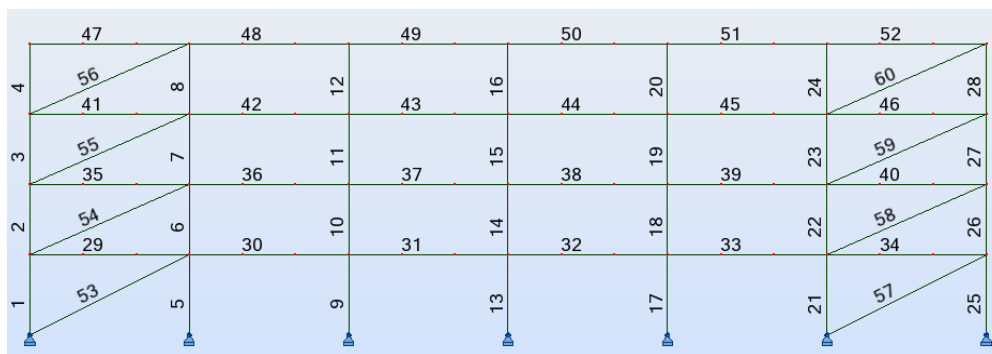


Fig. 4.22 – Modelo estrutural do pórtico 4X2

Na Fig. 4.23 apresenta-se os resultados, em termos de peso, do dimensionamento sísmico. Para consultar as várias soluções de uma forma mais pormenorizada deve ser consultado o anexo, AN.3 – Pórtico 4X2.

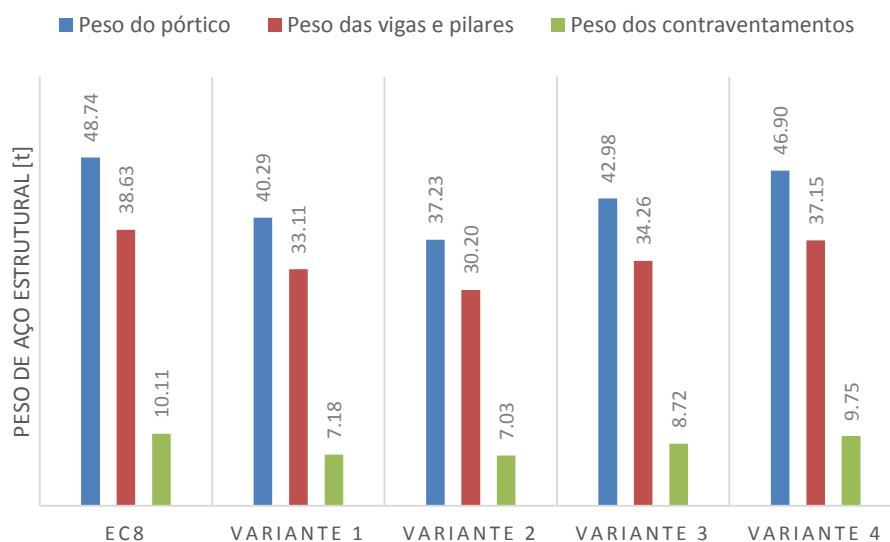


Fig. 4.23 - Resultados do dimensionamento sísmico para o pórtico 4X2

Neste caso os resultados são também eles semelhantes aos dos casos 4Y1 e 4Y2, pelo menos em termos relativos. Novamente, a Variante 2 foi a melhor alternativa, oferecendo uma solução que é a menos robusta de todas (76% do peso da solução do EC8). No que toca à Variante 4, aquela que oferece os piores resultados de todas as variantes para o pórtico 4X2, observa-se que a solução conduz a um peso estrutural igual a 96% da solução obtida segundo o EC8.

4.4.2.5. Pórticos 4X4

O modelo estrutural do pórtico 4X4 pode ser consultado na Fig. 4.24. Neste caso particular temos dois vãos adjacentes contraventados o que vai levar a um desvio de esforços que pode, na verdade, tornar esta solução muito pesada ou mesmo impossível de adotar, como se examinará mais à frente.

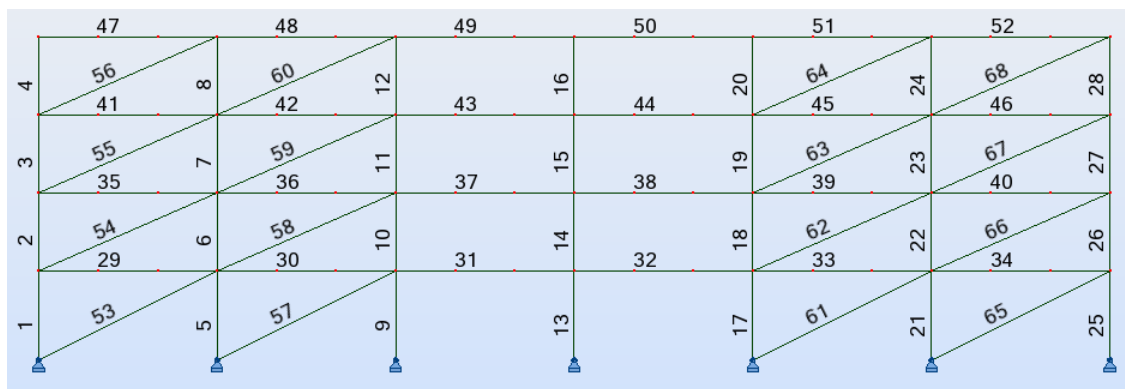


Fig. 4.24 – Modelo estrutural do pórtico 4X4

Os resultados obtidos, para o dimensionamento sísmico deste pórtico são apresentados na Fig. 4.25. Para consulta sobre as várias soluções, deve ser consultado o anexo AN.4 – Pórtico 4X4.

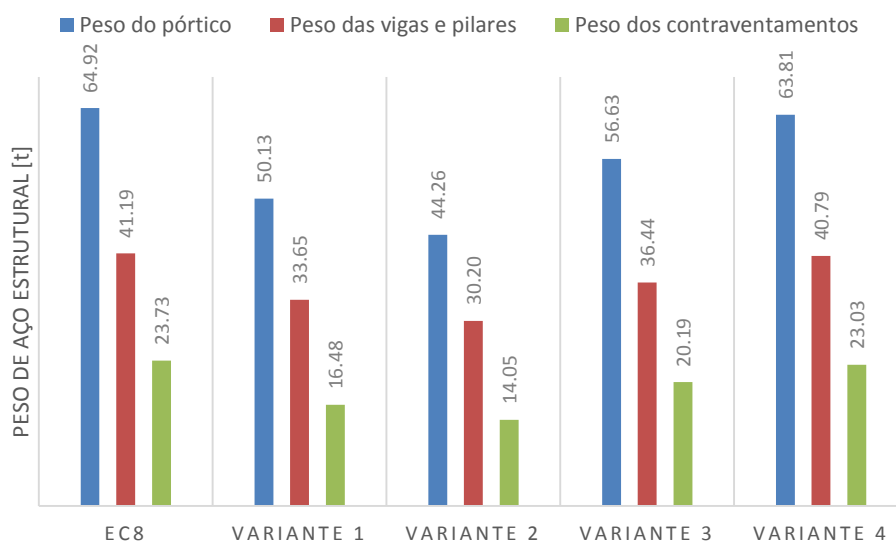


Fig. 4.25 - Resultados do dimensionamento sísmico para o pórtico 4X4

Neste caso, uma vez mais, a Variante 2 conduz à solução mais leve entre as variantes estudadas. Observa-se, para esta, um peso de 68% do peso obtido segundo a solução do EC8. No que toca às restantes soluções, observa-se o mesmo padrão dos restantes pórticos de 4 pisos. A Variante 4 apresenta-se, deste modo, como a pior alternativa possível com um peso de 98% do peso obtido segundo o EC8.

4.4.3. PRINCIPAIS CONCLUSÕES SOBRE O DIMENSIONAMENTO SÍSMICO DOS PÓRTICOS DE 4 PISOS

Para os pórticos de 4 pisos existem duas principais conclusões a reter. Em primeiro lugar, quantos mais vãos/alinhamentos de contraventamentos forem utilizados no mesmo pórtico, mais robustas serão as soluções e consequentemente mais caras. Esta conclusão converge com os resultados do estudo de Brandonisio *et al.* [13]. Uma das razões que justifica este facto é a sobrerresistência suplementar que existe quando são adotados mais vãos de contraventamento. Segundo os resultados apresentados nos ANEXOS (AN.1 – Pórtico 4Y1, AN.2 – Pórtico 4Y2, AN.3 – Pórtico 4X2 e AN.4 – Pórtico 4X4) onde

podem ser consultados os coeficientes de comportamento (q) avaliados segundo o IFBD, o coeficiente de comportamento é mais baixo para estruturas com mais vãos contraventados. Na Fig. 4.26 é possível observar que, no pórtico 4X4, o coeficiente de comportamento é inferior à unidade nos 5 casos de dimensionamento. Tal significa que para um evento sísmico semelhante ao ELU, o pórtico terá comportamento elástico e os elementos de contraventamento não plastificarão. É claro que nos dimensionamentos sísmicos realizados não foram adotados coeficientes de comportamento inferiores à unidade, mas estes valores traduzem a irracionalidade destas soluções e os efeitos negativos que a adoção de um número demasiado elevado de vãos contraventados pode trazer a nível económico. Pode mesmo afirmar-se que para este caso não faz sentido falar em exploração de ductilidade dado que as capacidades dúcteis, que são relativamente elevadas, serão subutilizadas.

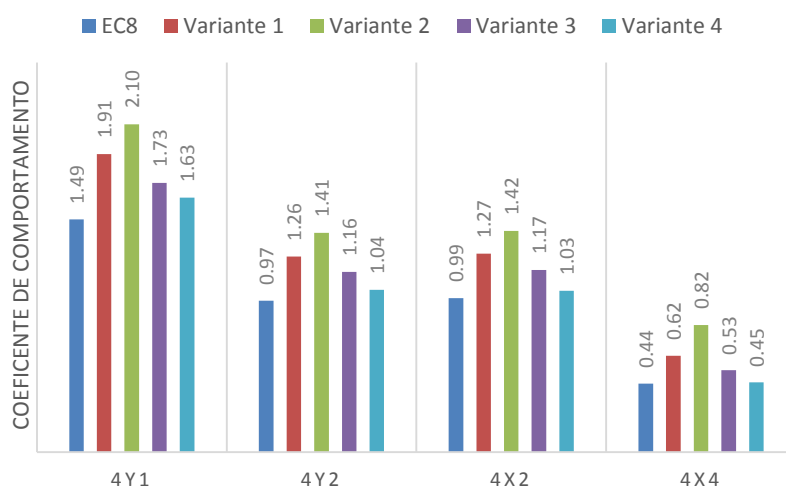


Fig. 4.26 – Coeficiente de comportamento (q) das várias soluções de 4 pisos

Em segundo lugar, para os pórticos de 4, pisos as variantes apresentam resultados semelhantes em todos os casos estudados, isto é, a Variante 2 apresenta os melhores resultados em termo de peço de aço e é sempre seguida pela Variante 1. Isto significa, na verdade, que para estas estruturas de 4 pisos os limites de esbelteza são os mais condicionantes no dimensionamento visto que as variantes 3 e 4, que alteram apenas as prescrições para a sobrerresistência máxima e mínima, não apresentam resultados tão positivos como as prescrições mencionadas. Não obstante, importa mencionar que os limites de sobrerresistência, assim como os limites de esbelteza, são prescrições diretamente relacionadas entre si. Para a escolha do elemento de contraventamento superior que é, indubitavelmente, o elemento de contraventamento mais importante no processo de dimensionamento sísmico de pórticos metálicos contraventados em X, os limites de esbelteza é que condicionam a sua escolha pois este será, na grande maioria dos casos, o elemento de contraventamento com a sobrerresistência máxima. Para os restantes elementos (tal como foi demonstrado no subcapítulo 3.7) a sua escolha fica condicionada principalmente pelo controlo de sobrerresistência máxima a cerca de 125% da sobrerresistência mínima de modo a que haja uma dissipação de energia distribuída pelos elementos dissipativos.

Por fim, resta destacar que os pórticos dimensionados segundo o EC8 terão um coeficiente de comportamento (q) consideravelmente afastado do coeficiente máximo proposto no EC8 ($q=4$). Na verdade, tal deve-se ao facto de os pórticos resultantes serem relativamente robustos e, no caso da solicitação sísmica para a zona de Lisboa, não se verifica a necessidade de se recorrer a um elevado coeficiente de comportamento, o que pode significar que a estrutura não tirará partido das suas altas

capacidades de dissipação energética aquando da ocorrência de um evento sísmico semelhante ao considerado pelo regulamento para o ELU.

4.5. PÓRTICOS DE 8 PISOS

4.5.1. DIMENSIONAMENTO GRAVÍTICO

O dimensionamento gravítico do pórtico de 8 pisos foi realizado de modo análogo ao dimensionamento gravítico do subcapítulo 3.6, mais concretamente, foi dimensionado o pórtico destacado a verde na Fig. 3.5. A diferença é que para o caso de 8 pisos, as soluções obtidas são diferentes dada a diferente altura dos pórticos em questão.

No Quadro 4.3 e no Quadro 4.4 é possível consultar os esforços em ELU para os pilares assim como a solução adotada.

Quadro 4.3 – Esforços em ELU para o pórtico de 8 pisos

Piso	N _{Ed} (kN)	
	Pilares Exteriores	Pilares Interiores
1	2785.7	5571.4
2	2428.2	4856.4
3	2070.7	4141.4
4	1713.2	3426.4
5	1355.7	2711.4
6	998.3	1996.6
7	640.8	1281.6
8	283.4	566.8

Quadro 4.4 – Solução do dimensionamento gravítico dos pórticos de 8 pisos

Piso	Pilares Exteriores	Pilares Interiores	Vigas
1	HE260B	HE450B	HE320A
2	HE260B	HE450B	HE320A
3	HE260B	HE450B	HE320A
4	HE220B	HE300B	HE320A
5	HE220B	HE300B	HE320A
6	HE220B	HE300B	HE320A
7	HE160B	HE200B	HE320A
8	HE160B	HE200B	HE300A

Tendo em conta que os esforços nas vigas não dependem da altura do edifício, a solução de vigas para este pórtico é a mesma do subcapítulo 3.6 assim como as verificações aí efetuadas.

4.5.2. DIMENSIONAMENTOS SÍSMICO

4.5.2.1. Matriz de massa

A matriz de massa é diferente da matriz utilizada para os pórticos contraventados de 4 pisos. Segundo a combinação referida no EC0 (equação (3.7)), anexo nacional, para dimensionamento sísmico temos as seguintes massas por piso do edifício (Quadro 4.5):

Quadro 4.5 – Massa por piso a considerar no dimensionamento sísmico do pórtico de 8 pisos

Piso	Área (m²)	Massa do edifício (t)			Massa para dimensionamento sísmico do pórtico (t)
		G _k (t)	Ψ ₂ ·Q _k (t)	Massa do esqueleto metálico gravítico (t)	
1	576	276.2	50.9	24.50	351.6
2		276.2	50.9	24.04	351.14
3		276.2	50.9	23.11	350.21
4		276.2	50.9	22.19	349.29
5		276.2	50.9	22.19	349.29
6		276.2	50.9	21.15	348.25
7		276.2	50.9	20.11	347.21
8		276.2	0.0	17.33	293.53
				Total	2740.52

Para a análise por sobreposição modal será utilizada, em todos os pórticos de 8 pisos, a matriz de massa apresentada na equação (4.3).

$$\mathbf{M}_s = \begin{bmatrix} 351,6 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 351,14 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 350,21 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 349,29 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 349,29 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 348,25 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 347,21 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 293,53 \end{bmatrix} \quad (\text{t}) \quad (4.3)$$

4.5.2.2. Pórticos 8Y1

O modelo estrutural utilizado para o dimensionamento dos pórticos 8Y1 encontra-se apresentado na Fig. 4.27. Tal como especificado no regulamento, foram retirados deste modelo todos os elementos de contraventamento sujeitos a compressão (a carga para simular a ação sísmica tem um sentido da esquerda para a direita).

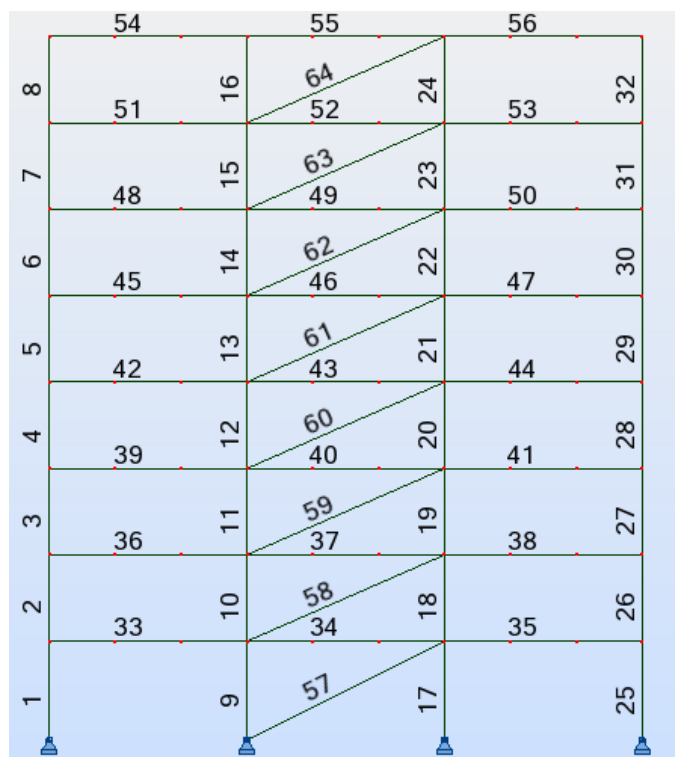


Fig. 4.27 – Modelo estrutural do pórtico 8Y1

Tendo em conta o modelo utilizado os resultados do dimensionamento sísmico são apresentados na Fig. 4.28, sendo que as seções das várias soluções e as principais verificações se encontram nos anexos, AN.5 – Pórtico 8Y1.

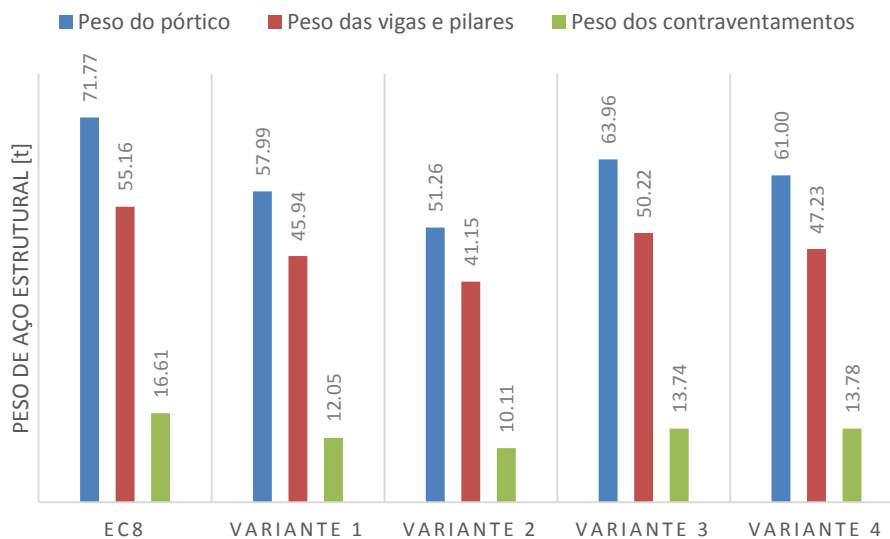


Fig. 4.28 - Resultados do dimensionamento sísmico para o pórtico 8Y1

Neste caso, para os pórticos 8Y1, a Variante 2 continua a ser a alternativa que melhores resultados apresenta em termos de peso em aço o que revela, de facto, o quão condicionante é o elemento de

contraventamento superior nos dimensionamentos sísmicos de pórticos metálicos contraventados em X. Tendo em conta as restantes variantes nota-se para este caso particular, uma aproximação da Variante 4 (que era a pior alternativa para as estruturas de 4 pisos) à Variante 1 sendo que agora a Variante que menos poupança de peso em aço proporciona é a Variante 3. De uma forma aproximada, a Variante 2 apresenta cerca de 71% do peso do EC8 enquanto a Variante 3 (a pior) apresenta 89% do peso da solução segundo o EC8, sendo que são evidentes os efeitos destas alterações quer no peso dos elementos de contraventamento, quer no pórtico gravítico (vigas e pilares) na aplicação do *capacity design*.

4.5.2.3. Pórticos 8Y2

Na Fig. 4.29 pode ser consultado o modelo estrutural utilizado para o dimensionamento sísmico dos pórticos 8Y2. À semelhança das estruturas de 4 pisos, a única alteração é a adição de mais um vão/alinhamento de elementos de contraventamento, situação que vai conduzir a diferentes resultados, tal como se verifica na Fig. 4.30. Para consulta dos vários resultados de uma forma mais precisa deve ser examinado o anexo, mais concretamente, AN.6 - Pórtico 8Y2.

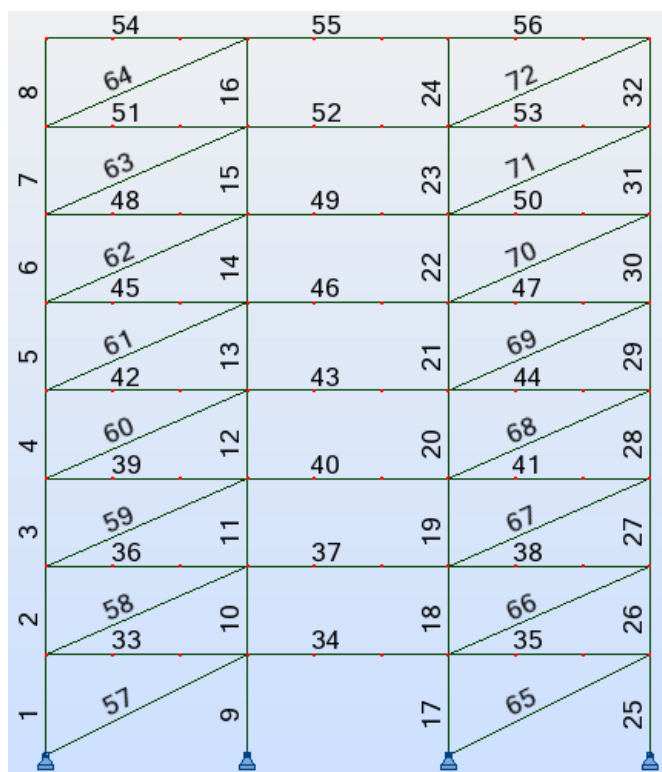


Fig. 4.29 – Modelo estrutural do pórtico 8Y2

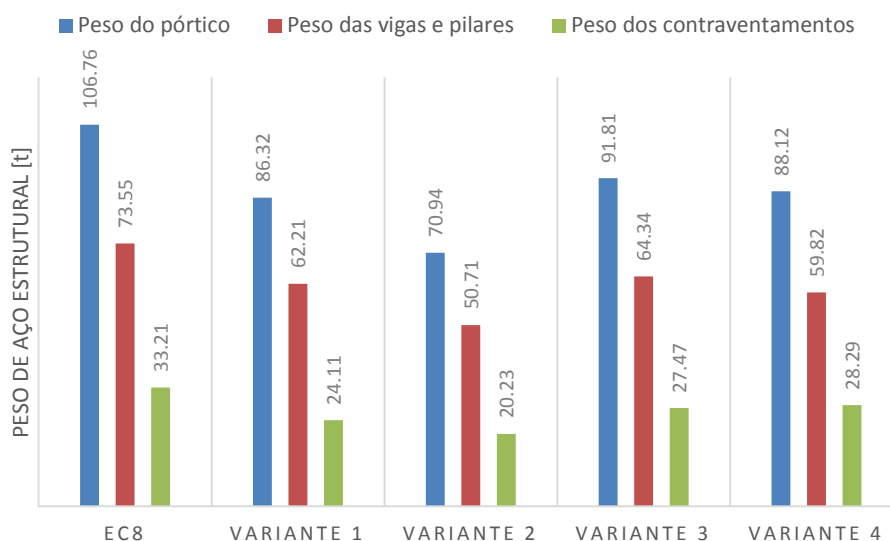


Fig. 4.30 - Resultados do dimensionamento sísmico para o pórtico 8Y2

Para os pórticos 8Y2, a Variante 2 é uma vez mais aquela que continua a apresentar melhores poupanças de em termos de peso de aço. Na verdade, o seu peso ronda os 66% do peso da solução do EC8. No que toca às restantes variantes de dimensionamento, denota-se novamente a aproximação da Variante 4 à Variante 1 e que a menos eficaz de todas é a Variante 3. Esta última apresenta um peso estrutural em aço de 86% da solução do EC8.

4.5.2.4. Pórticos 8X2

Na Fig. 4.31 pode ser consultado o modelo linear utilizado para o dimensionamento sísmico destes pórticos que se encontram na direção oposta dos anteriores, isto é, na direção X.

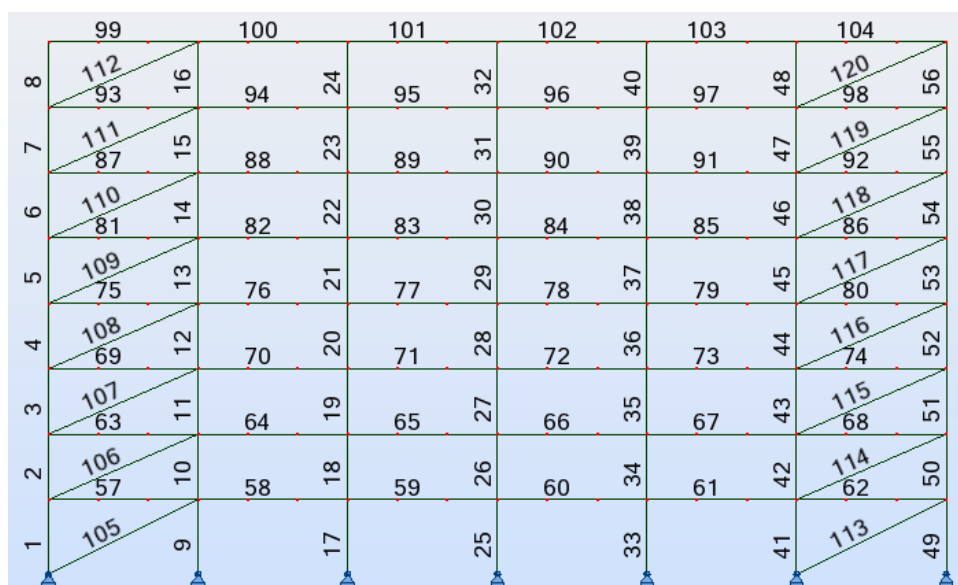


Fig. 4.31 – Modelo estrutural do pórtico 8X2

Os resultados em termos de peso em aço do dimensionamento sísmico destes pórticos podem ser consultados na Fig. 4.32. Sobre as várias soluções devem ser consultados os resultados disponibilizados nos anexos, mais concretamente, AN.7 - Pórtico 8X2.

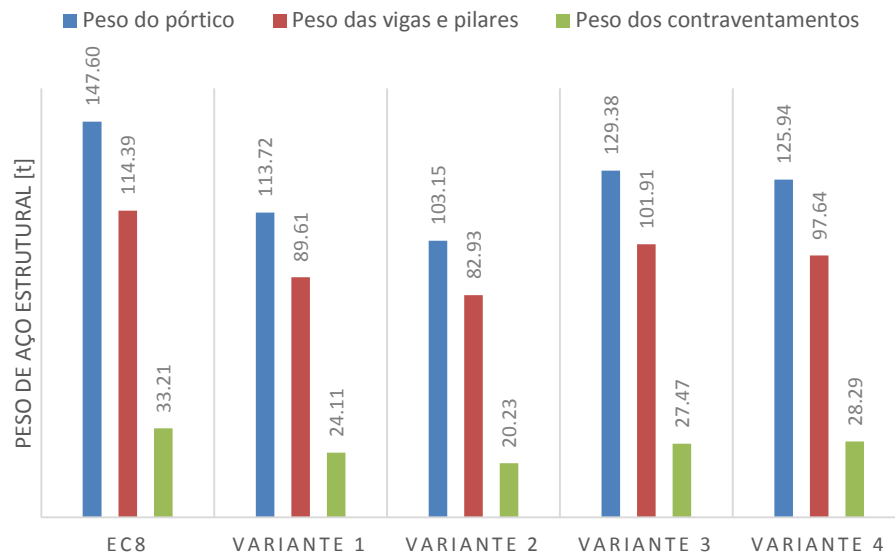


Fig. 4.32 - Resultados do dimensionamento sísmico para o pórtico 8X2

A Variante 2 apresenta novamente os melhores resultados entre todas as variantes aqui estudadas para este pórtico. Esta Variante apresenta um peso de aço estrutural de cerca de 70% da solução obtida segundo o EC8. Também para este pórtico podemos observar que a Variante 3 é que possui os piores resultados, apresentado 88% de peso estrutural da solução obtida segundo o EC8.

4.5.2.5. Pórtico 8X4

Na Fig. 4.33 pode ser consultado o modelo utilizado para o dimensionamento sísmico do pórtico 8X4.

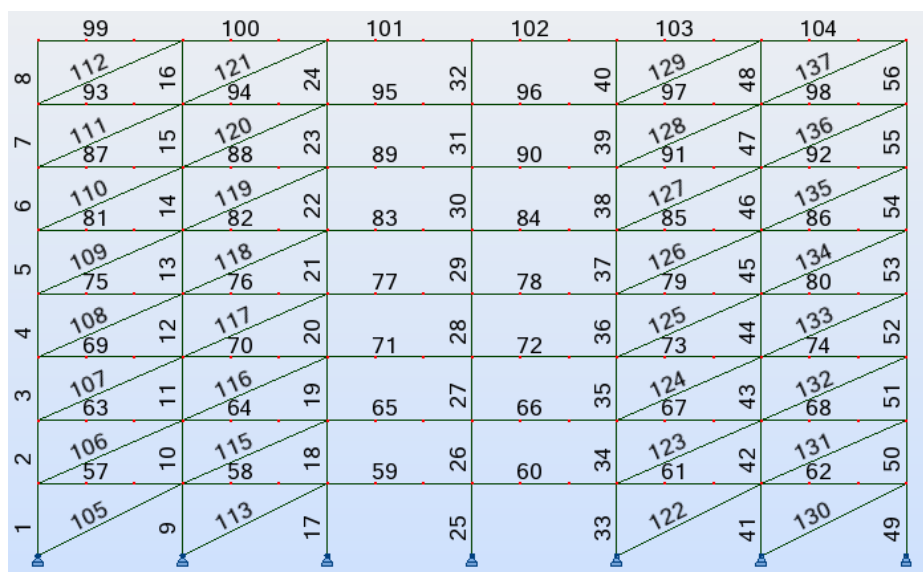


Fig. 4.33 – Modelo estrutural do pórtico 8X4

Tendo em conta o que foi referido no subcapítulo 4.4.2.5, devido ao facto de neste pórtico se utilizar vãos adjacentes contraventados, os esforços não serão repartidos pelos elementos de contraventamento no mesmo piso de uma forma equivalente. Mais concretamente, os elementos de contraventamento superior (piso 8) podem ter desvios significativos de esforços que, impossibilitaram qualquer solução dentro das propostas. Nem mesmo as variantes forneceram uma solução possível para este pórtico. No anexo pode ser consultado o resultado da última iteração para o EC8 (Quadro AN. 36). Tal como mostra o Quadro AN. 36 (anexos) os esforços nos elementos de contraventamento do mesmo piso são bastante diferentes, não se tratando de comparação entre elementos de contraventamento de pisos diferente (o último com o primeiro como é a situação mais natural), mas sim sobre elementos do mesmo piso.

4.5.3. PRINCIPAIS CONCLUSÕES SOBRE O DIMENSIONAMENTO SÍSMICO DOS PÓRTICOS DE 8 PISOS

Nos pórticos de 8 pisos, para além da conclusão extraída anteriormente no subcapítulo 4.4.3 para os pórticos de 4 pisos, sobre o quão condicionante é o elemento de contraventamento superior (sobrerresistência máxima), verifica-se uma melhoria nos resultados da Variante 4 (verificação local da sobrerresistência máxima a 125% da sobrerresistência mínima) o que é natural. Esta verificação, por exemplo, num edifício de 3 pisos não teria nenhuma vantagem face ao EC8 sendo que, como foi demonstrado anteriormente, no caso de 4 pisos é a pior alternativa.

O pórtico com 4 vãos contraventados surge aqui como um caso em que não foi possível qualquer dimensionamento, como explicado anteriormente. Efetivamente, é de esperar que para a pórtico de 12 pisos (12X4) este efeito ainda se agrave mais e que não haja também qualquer solução regulamentar possível. Não obstante, as soluções, caso existissem, seriam irracionais tendo em conta que quando se utilizam 4 vãos de contraventamento o coeficiente de comportamento (q) baixa de uma forma drástica (Fig. 4.26) sendo que é inferior à unidade em certos casos, como foi referido anteriormente. Na Fig. 4.34 são apresentados os coeficientes de comportamento para os vários pórticos de 8 pisos. O padrão relativo entre soluções é idêntico ao de 4 pisos e pode observar-se que, de um modo geral, os coeficientes de comportamento se afastam de uma forma considerável do coeficiente de comportamento proposto no regulamento. Nestes pórticos, quando se utiliza mais do que um vão contraventado, os coeficientes de comportamento não são superiores a 1,15 quando o EC8 permitiria utilizar um valor de $q=4$. Posto isto,

o IFBD volta a provar que, utilizar-se o EC8 de forma direta para o dimensionamento sísmico de pórticos metálicos contraventados em X na zona de Lisboa, pode conduzir a soluções de bastante robustez e que, efetivamente, quando ocorrer um evento sísmico da ordem de grandeza do evento associado ao ELU as largas capacidades de dissipação energética desta configuração estrutural serão, indubitavelmente, pouco aproveitadas.

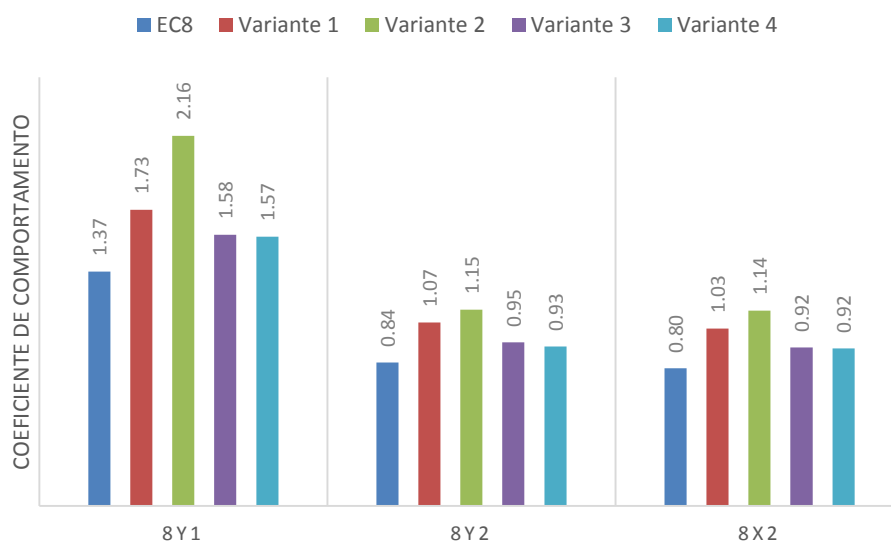


Fig. 4.34 - Coeficiente de comportamento (q) das várias soluções de 8 pisos

4.6. PÓRTICOS DE 12 PISOS

4.6.1. DIMENSIONAMENTO GRAVÍTICO

O dimensionamento gravítico do pórtico de 12 pisos foi realizado de forma análoga ao do dimensionamento gravítico do subcapítulo 3.6. De facto, foi dimensionado o pórtico destacado, a verde, na Fig. 3.5. A diferença é que para o caso de 12 pisos, assim como para o caso de 8 pisos, as soluções obtidas são mais diferentes face à maior altura dos pórticos em questão. No Quadro 4.6 e Quadro 4.7 é possível consultar os esforços em ELU para os pilares assim como a solução adotada. A solução de vigas é a mesma para os pórticos de 4 e 8 pisos pois, tal como foi referido anteriormente, os esforços nas vigas não irão depender da altura do pórtico, dependendo apenas da tipologia do piso onde se inserem.

Quadro 4.6 – Esforços em ELU para o pórtico de 12 pisos

Piso	N _{Ed} (kN)	
	Pilares Exteriores	Pilares Interiores
1	4215.7	8431.4
2	3858.2	7716.4
3	3500.7	7001.4
4	3143.2	6286.4
5	2785.7	5571.4
6	2428.2	4856.4
7	2070.7	4141.4
8	1713.2	3426.4
9	1355.7	2711.4
10	998.3	1996.6
11	640.8	1281.6
12	283.4	566.8

Quadro 4.7 – Solução do dimensionamento gravítico dos pórticos de 12 pisos

Piso	Pilares Exteriores	Pilares Interiores	Vigas
1	HE320B	HE320M	HE320A
2	HE320B	HE320M	HE320A
3	HE320B	HE320M	HE320A
4	HE280B	HE300M	HE320A
5	HE280B	HE300M	HE320A
6	HE280B	HE300M	HE320A
7	HE240B	HE320B	HE320A
8	HE240B	HE320B	HE320A
9	HE240B	HE320B	HE320A
10	HE180B	HE240B	HE320A
11	HE180B	HE240B	HE320A
12	HE180B	HE240B	HE300A

4.6.2. DIMENSIONAMENTO SÍSMICO

4.6.2.1. Matriz de massa

A matriz de massa é diferente da matriz utilizada para os casos de 4 pisos e de 8 pisos. Segundo a combinação referida no EC0 (equação (3.7)), anexo nacional, para dimensionamento sísmico temos as seguintes massas por piso do edifício (Quadro 4.8) que levam, por fim, à matriz de massa (4.4).

Quadro 4.8 - Massa por piso a considerar no dimensionamento sísmico do pórtico de 12 pisos

Piso	Área (m²)	Massa do edifício (t)			Massa para dimensionamento sísmico do pórtico (t)
		G _k (t)	Ψ ₂ ·Q _k (t)	Massa do esqueleto metálico gravítico (t)	
1	576	276.2	50.9	27.33	354.43
2		276.2	50.9	26.68	353.78
3		276.2	50.9	26.30	353.4
4		276.2	50.9	25.92	353.02
5		276.2	50.9	25.92	353.02
6		276.2	50.9	24.32	351.42
7		276.2	50.9	22.72	349.82
8		276.2	50.9	22.72	349.82
9		276.2	50.9	21.79	348.89
10		276.2	50.9	20.86	347.96
11		276.2	50.9	20.86	347.96
12		276.2	0.0	17.54	293.74
				Total	4157.26

$$\mathbf{M}_{12} = \begin{bmatrix}
 354,43 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 0 & 353,78 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 0 & 0 & 353,4 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 0 & 0 & 0 & 353,02 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 0 & 0 & 0 & 0 & 353,02 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 351,42 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 349,82 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 349,82 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 348,89 & 0 & 0 & 0 \\
 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 347,96 & 0 & 0 \\
 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 347,96 & 0 \\
 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 293,74
 \end{bmatrix} \quad (\text{t}) \quad (4.4)$$

4.6.2.2. Pórticos 12Y1

Na Fig. 4.35 pode ser consultado o modelo utilizado para o dimensionamento sísmico destes pórticos e na Fig. 4.36 encontram-se os resultados para os diferentes casos de dimensionamento. Nos anexos, AN.9 - Pórtico 12Y1, devem ser consultados os resultados sobre as várias soluções.

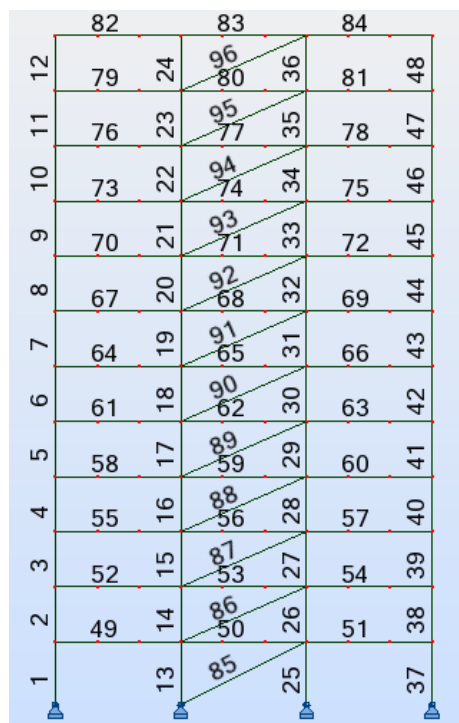


Fig. 4.35 – Modelo estrutural do pórtico 12Y1

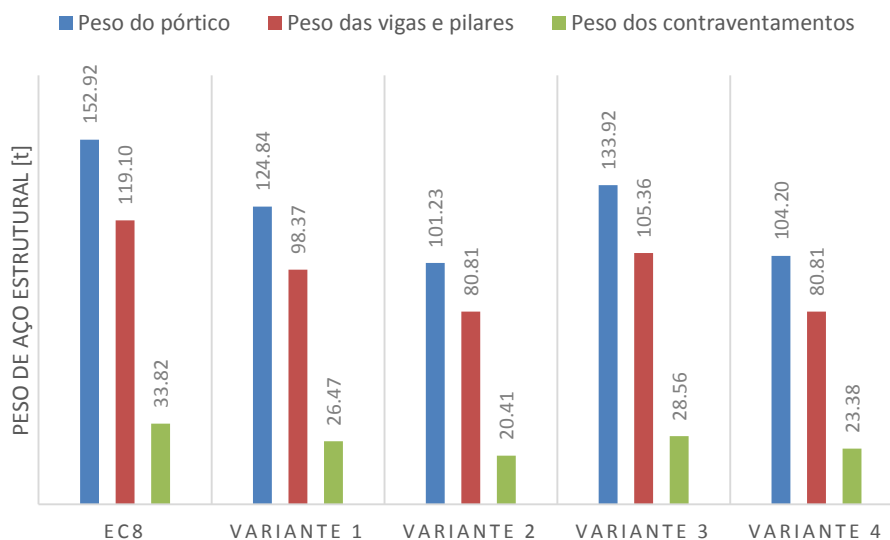


Fig. 4.36 - Resultados do dimensionamento sísmico para o pórtico 12Y1

Neste caso, a Variante 2 continua a ser a variante que proporciona as maiores poupanças de peso de aço estrutural, face ao EC8. Neste caso, esta variante conduz a cerca de 66% do peso obtido para o

dimensionamento seguindo de uma forma restrita o regulamento. Para além disso, a Variante 4 apresenta resultados aproximadamente iguais aos da Variante 2 e torna-se assim, para as estruturas de 12 pisos, a segundo melhor solução no que toca a poupança de peso. Não obstante, a Variante que proporciona os resultados mais fracos é a Variante 3, apresentando um peso de 86% da solução segundo o EC8. É de notar a redução no peso em aço dos elementos de contraventamento e dos elementos estruturais gravíticos, fruto do impacto que estas alterações (variantes) têm no *capacity design*.

4.6.2.3. Pórticos 12Y2

Na Fig. 4.37 pode ser consultado o modelo estrutural linear utilizado para o dimensionamento sísmico dos pórticos 12Y2. Na Fig. 4.38, à semelhança da forma como os resultados foram apresentados anteriormente, podem ser consultados os resultados do dimensionamento sísmico deste pórtico. Para resultados sobre as várias soluções devem ser consultados anexos, mais concretamente, AN.10 - Pórtico 12Y2.

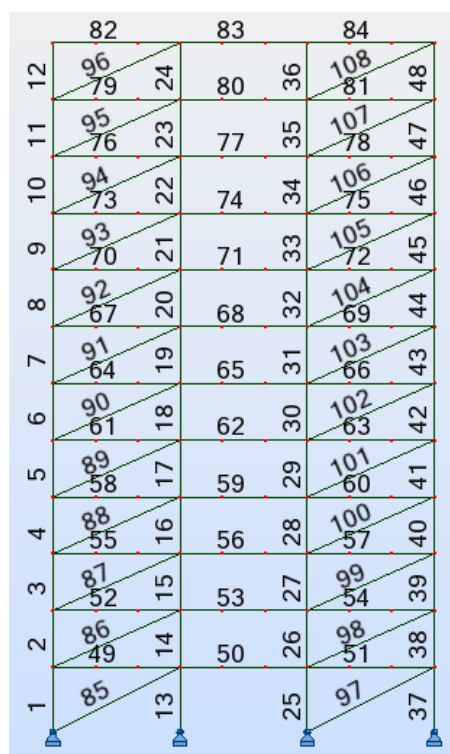


Fig. 4.37 – Modelo estrutural do pórtico 12Y2

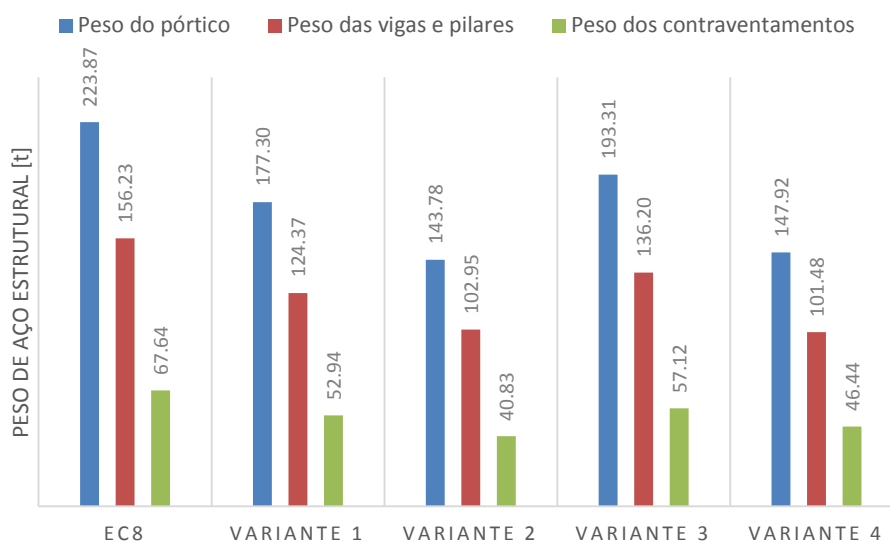


Fig. 4.38 - Resultados do dimensionamento sísmico para o pórtico 12Y2

Para este caso, no pórtico 12Y2, a Variante 2 é a variante que maiores poupanças de peso apresenta face ao EC8. Efetivamente, o peso desta solução é de cerca de 64% do peso da solução obtida tendo em conta todas as prescrição do regulamento para o dimensionamento sísmico. Tal como acontece no pórtico 12Y1 (Fig. 4.36), a Variante 4 é aquela que conduz a um peso mais parecido com o da Variante 2. Como alternativa menos eficaz ao EC8 temos, uma vez mais, a Variante 3 com cerca de 86% do peso do pórtico dimensionamento segundo o EC8.

4.6.2.4. Pórtico 12X2

Na Fig. 4.39 pode ser consultado o modelo utilizado para o dimensionamento sísmico dos pórticos 12X2. Na Fig. 4.40, por seu lado, encontram-se os pesos em termos de aço estrutural obtidos para estes pórticos e, no anexo AN.11 - Pórtico 12X2, devem ser consultados os resultados disponibilizados sobre as várias soluções.

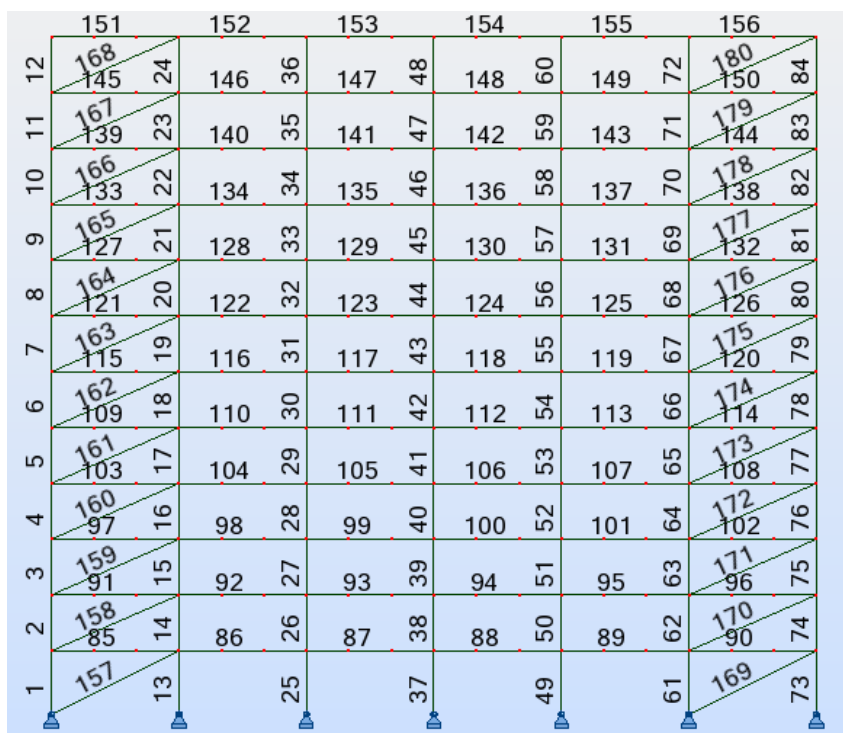


Fig. 4.39 – Modelo estrutural do pórtico 12X2

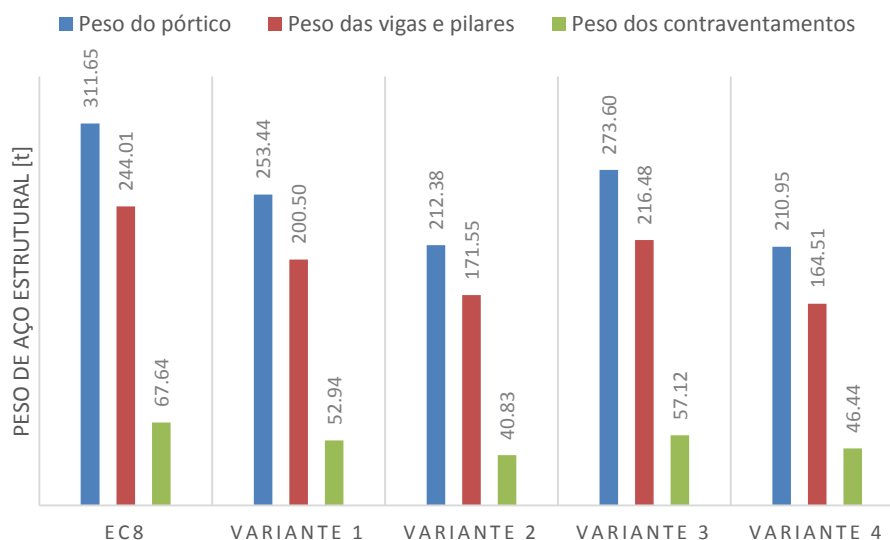


Fig. 4.40 - Resultados do dimensionamento sísmico para o pórtico 12X2

Neste caso, a Variante 4 chega mesmo a ser aquela que oferece os melhores resultados face à solução obtida segundo o EC8. Na verdade, com a Variante 4 o peso em aço ronda os 68% do peso da solução seguindo todas as prescrições prevista no regulamento. Não obstante, a Variante 2 apresenta também resultados muito semelhantes a estes. Como alternativa menos eficaz ao EC8 temos, uma vez mais, a Variante 3 que apresenta um peso estrutural em aço de 88% do peso da solução do EC8.

4.6.2.5. Pórticos 12X4

Na Fig. 4.41 pode ser consultado o modelo utilizado nas tentativas goradas do dimensionamento sísmico dos pórticos 12X4. Novamente, como no caso de 8 pisos, foi impossível obter qualquer solução para estes pórticos.

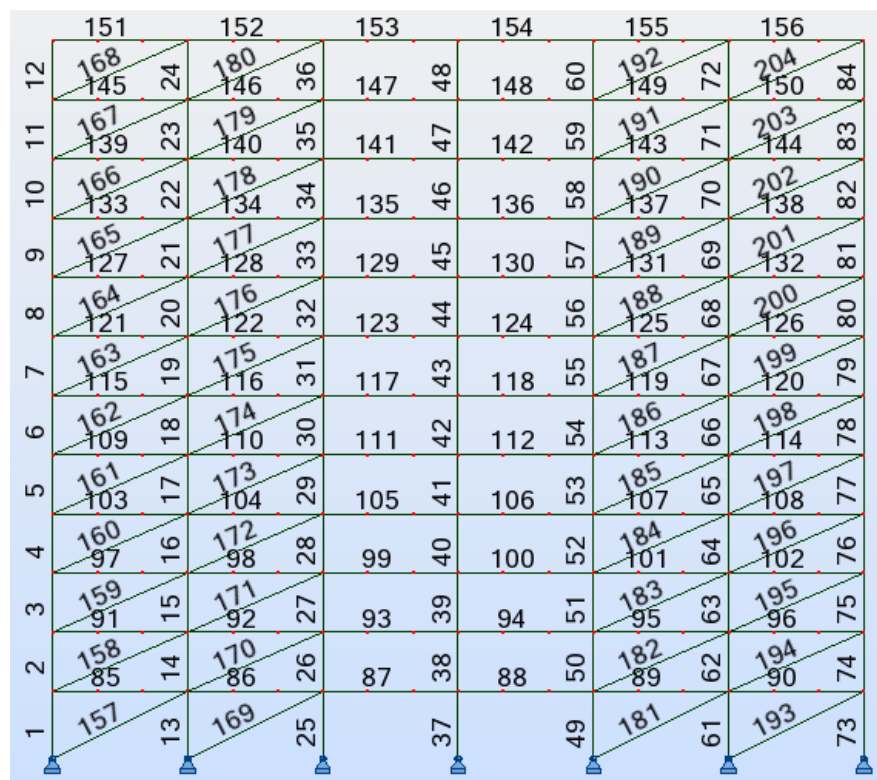


Fig. 4.41 – Modelo estrutural do pórtico 12X4

4.6.3. PRINCIPAIS CONCLUSÕES SOBRE O DIMENSIONAMENTO SÍSMICOS DOS PÓRTICOS DE 12 PISOS

As conclusões que podem ser retiradas dos vários dimensionamentos sísmicos para os pórticos de 12 pisos são idênticas às conclusões retiradas para os pórticos de 4 e 8 pisos (4.4.3 e 4.5.3). Na verdade, a Variante 2 provou ser, de um modo geral, a que conduz a maiores poupanças de aço o que revela que, até para os pórticos com 12 pisos, o elemento de contraventamento superior é condicionante no dimensionamento sísmico desta configuração estrutural. Não obstante, a Variante 4 melhora de forma significativa os seus resultados em relação aos pórticos de 4 e 8. Esta variante, tal como mencionado anteriormente (subcapítulo 4.2), visa limitar a verificação da sobrerresistência máxima a 125% da sobrerresistência mínima a um nível local. Em pórticos/estruturas relativamente altas vai ter um impacto significativo embora, de facto, as sobrerresistências que se obtêm nos elementos de contraventamento superiores sejam relativamente elevadas (AN.9 - Pórtico 12Y1, AN.10 - Pórtico 12Y2 e AN.11 - Pórtico 12X2).

Por outro lado, segundo a Fig. 4.42, novamente é possível observar o quão robustas as soluções obtidas pelo EC8 são. Como se apresenta nesta figura, o fator de comportamento (q) quando se utilizam 2 vãos/alinhamentos de elementos de contraventamento é consideravelmente baixo, atingindo valores de 0.73 no pórtico 12X2 (caso fosse possível). Isto implica, como mencionado anteriormente, que aquando da ocorrência de um evento sísmico de intensidade semelhante ao do ELU prescrito no EC8 estes pórticos, localizados em Lisboa, irão ter um comportamento praticamente elástico sem qualquer tipo de

dissipação de energia por comportamento histerético (pois este não se irá verificar). Posto isto, novamente se prova a elevada robustez que as soluções segundo o EC8 podem ser.

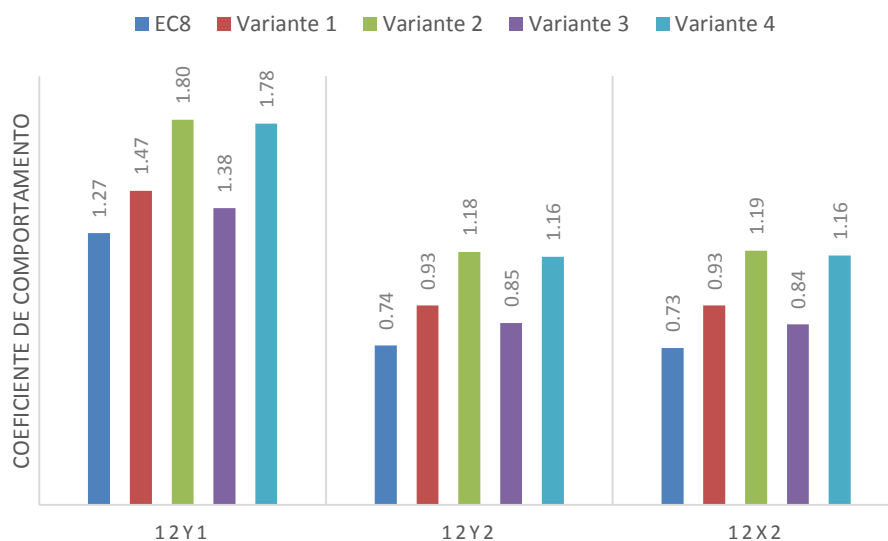


Fig. 4.42 - Coeficiente de comportamento (q) das várias soluções de 12 pisos

4.7. CONCLUSÕES FINAIS

No Capítulo 4 foram apresentados os resultados em termos de peso de aço estrutural das várias soluções obtidas segundo o EC8 e as várias variantes. Denota-se que, efetivamente, as Variante 1 e 2 conduziram a poupanças de peso, em todos os pórticos aqui dimensionados, consideráveis sendo que a Variante 4 conduziu a poupanças de peso nos pórticos de 8 e 12 pisos.

Denota-se, também, o efeito que adotar mais do que 1 vão/alinhamento de elementos de contraventamentos pode ter no coeficiente de comportamento (q) quando se utiliza a metodologia *Improved Forced-Based Design* proposta por Castro *et al.* [2].

No entanto, é de salientar que o desempenho das soluções obtidas segundo as variantes pode não ser necessariamente idêntico aos das soluções obtidas de acordo com as prescrições do regulamento. Para avaliar tal desempenho são realizadas análises não-lineares no Capítulo 5 como se mostra de seguida.

5

AVALIAÇÃO DO DESEMPENHO SÍSMICO

5.1. INTRODUÇÃO

Neste capítulo efetua-se a avaliação do desempenho sísmico dos pórticos dimensionados no Capítulo 4. A avaliação consistirá na realização de análise estática não-linear, geralmente designada de análise *pushover*.

Com esta análise é possível compreender a sequência de plastificação dos elementos estruturais e determinar o comportamento global da estrutura para diferentes estados limites. Não obstante, esta análise tem como principal desvantagem ser uma análise “pseudo-dinâmica”, não considerando, de uma forma direta, a alteração da resposta dinâmica da estrutura à medida que a rigidez desta baixa entre os vários ciclos de carga a que esta é sujeita num evento sísmico. O real desempenho sísmico de um pórtico/estrutura não pode ser, de facto, avaliado através de uma análise *pushover* sendo que apenas com uma análise não-linear dinâmica ou, ainda melhor, através de um ensaio à escala é que é possível realmente prever se o desempenho sísmico dos pórticos será ou não de qualidade. Recapitulando, apesar de algumas adversidades, a análise permite avaliar qual a capacidade resistentes dos vários pórticos em estudo e qual o padrão de *drifts* quando o nó de controlo atinge determinado nível de deslocamento.

De seguida, irá ser dada uma breve explicação sobre esta análise não-linear assim como o programa de elementos finitos, OpenSEES [3], utilizado para realizar as análises. Posteriormente serão apresentados e discutidos os resultados obtidos para os pórticos do Capítulo 4, as dificuldades encontradas, entre outros aspetos relevantes.

5.2. ANÁLISE ESTÁTICA NÃO-LINEAR (*PUSHOVER*)

Este tipo de análise não-linear consiste, basicamente, em aumentar monotonicamente as forças laterais aplicadas no pórtico em estudo de forma a simular as forças de inércia provocadas pela ação de um sismo, mantendo as cargas gravíticas constantes ao longo deste processo ([14] [15]). Como o valor destas cargas laterais (que somadas algebricamente são iguais ao corte basal aplicado ao pórtico/estrutura em questão) não são constantes e aumentam monotonicamente, é possível descrever a evolução da plastificação na estrutura, como função da magnitude do corte basal instalado e do deslocamento horizontal no nó de controlo especificado (Fig. 5.1), tipicamente o deslocamento do topo da estrutura.

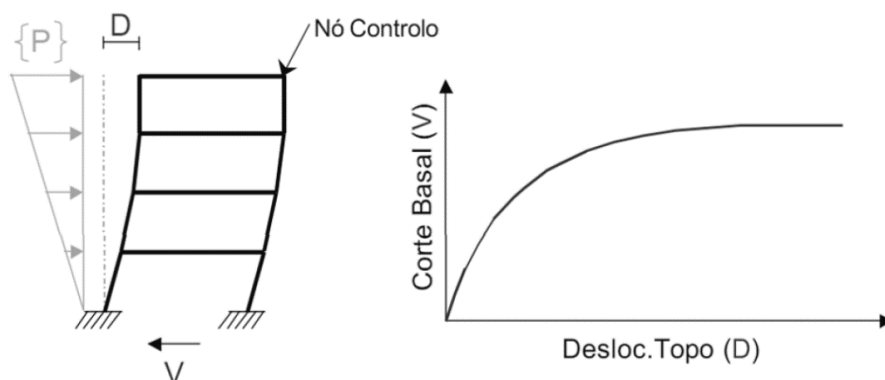


Fig. 5.1 – Esquema simplificado de uma curva *pushover* a um sistema porticado simples [16]

As particularidades que se podem ter em conta neste tipo de análise não-linear são várias, desde o comportamento não-linear dos vários elementos do pórtico em estudo assim como os efeitos não-lineares geométricos [17].

O EC8 não obriga à sua aplicação a estruturas correntes a menos de condições especiais. Por exemplo, no caso dos pórticos em estudo (pórticos metálicos contraventados em X), o regulamento obriga à execução de uma análise *pushover* se o projetista entender modelar o pórtico com os elementos de contraventamento sujeitos a compressão. Não obstante, apesar de esta análise não ser de difícil execução, quando comparada com análise não-linear dinâmica, ainda não é usualmente utilizada no dimensionamento de estruturas em ambiente de projeto, uma vez que um conhecimento mais rigoroso do comportamento não-linear de um pórtico ou estrutura não justifica aos olhos de um projetista o tempo despendido na modelação. As análises *pushover* são usualmente assim remetidas para o campo da investigação.

5.3. OPEN SYSTEM FOR EARTHQUAKE ENGINEERING SIMULATION (OPENSEES)

O programa utilizado para as várias análises foi o OpenSEES [3]. Este programa é predominantemente destinado a estudos e simulações de comportamento sísmico estrutural e é desenvolvido pelo centro de investigação de engenharia sísmica PEER (*Pacific Earthquake Engineering Research Center*).

O OpenSEES tem a vantagem de permitir a realização de vários tipos de análises assim como facultar aos seus utilizadores uma vasta biblioteca de leis de comportamento de materiais e vários tipos de elementos finitos. O programa funciona com linha de comandos que devem ser inseridos respeitando a linguagem TCL [18].

5.4. MODELAÇÃO DOS PÓRTICOS CONTRAVENTADOS METÁLICOS NO OPENSEES

No trabalho realizado procedeu-se a uma análise não-linear recorrendo a elementos finitos unidireccionais (barra) de plasticidade distribuída, ou melhor, elementos finitos onde se permite que a plastificação se desenvolva ao longo das seções do elemento. Assim, os elementos finitos são formulados em forças nos quais se devem considerar um número mínimo de 5 pontos de integração distribuídos ao longo do elemento. Neste caso, de modo a obter um bom nível de rigor sobre a extensão das zonas de plastificação foram considerados 10 pontos de integração ao longo do elemento.

Em relação às seções transversais metálicas, estas são discretizadas em fibras horizontais e verticais com uma espessura de cerca de 2 milímetros. Efetivamente, não foi considerada a curvatura existente na transição banzo alma dos vários perfis sendo que esta área faz diminuir a capacidade resistente, quer a nível axial, quer a nível flexional. Segundo Guedes [16], o valor aproximado de redução de momento resistente é de 5%. A Fig. 5.2 ilustra a secção transversal de um perfil HE220AA com subdivisão em fibras.

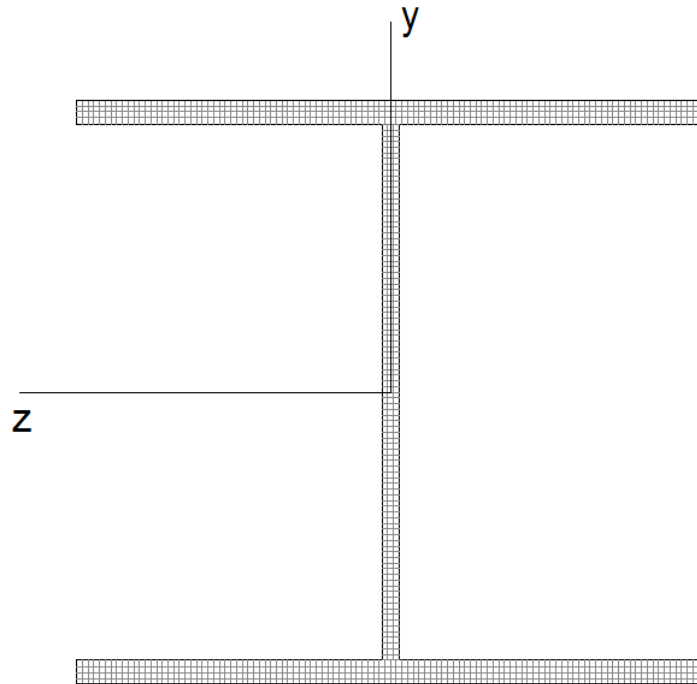


Fig. 5.2 – Perfil HE220AA com a subdivisão em fibras

Com esta combinação de modelações, mais concretamente, modelo de plasticidade distribuída e seções transversais subdivididas em fibras é possível ter em conta a plastificação quer a nível longitudinal dos elementos, quer a nível transversal.

Para a definição do material, neste caso aço, utilizou-se uma lei bilinear com um endurecimento cinemático de cerca de 0,5% do módulo de elasticidade inicial (210 GPa). O comportamento deste material é esquematizado na Fig. 5.3 e, tal como se pode observar, após a entrada em cedência do material este responde com cerca de 0,5% do módulo de elasticidade inicial.

Em relação ao comportamento dos materiais (elástico e com endurecimento cinemático), estes são definidos no programa através do *uniaxialMaterial* sendo que é com este comando que se define se o material tem comportamento elástico ou comportamento com endurecimento.

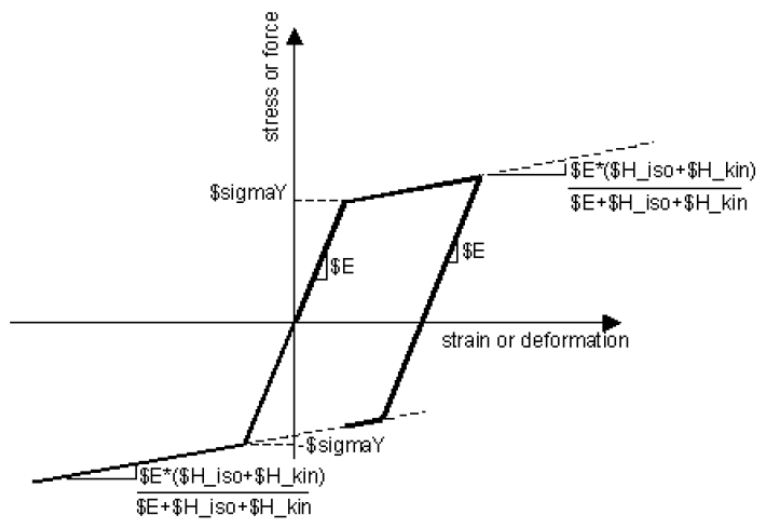


Fig. 5.3 – Comportamento bilinear adotado para o material [19]

Utilizou-se tanto para as vigas, como para os pilares e elementos de contraventamento o *nonlinearBeamColumn* [19]. Este elemento permite ter em conta efeitos de não-linearidade.

Em relação aos efeitos de segunda ordem, no programa OpenSEES estes são especificados através da transformação geométrica que o usuário definir. No programa podem ser definidas três tipos de transformações geométricas, mais concretamente, *Linear Transformation* [19], *P-Delta Transformation* [19] e *Corotational Transformation* [19]. A primeira foi utilizada nas vigas dado que, efetivamente, estas não sofrem efeitos de segunda ordem relevantes e essa transformação, dentro das três possíveis, é a única que não tem em conta esses efeitos. Por outro lado, no caso dos pilares e elementos de contraventamento, foi utilizada a *Corotational Transformation* (transformação corotacional) devido ao facto de que a transformação P-Delta ter problemas de convergência, afetando a análise realizada pelo programa.

Os incrementos de deslocamento para a realização da análise *pushover* tiveram, na verdade, dois fatores condicionantes. O primeiro foi o deslocamento máximo que se pretendia obter no topo da estrutura (cerca de 1,5% da altura do pórtico em questão) e a convergência da análise. Efetivamente, em cada incremento de deslocamento na análise não-linear o programa OpenSEES tem de resolver um sistema de equações não-linear. Para cada incremento, existe um critério de convergência que visa, grosso modo, assegurar que as forças no sistema de equações se encontram dentro de determinados limites e não são demasiado instáveis (numericamente). Quando o critério de convergência num incremento não é verificado a análise termina, e a menos que haja alguma parte do algoritmo utilizado na análise *pushover* que assegure um procedimento de *exception handling* [20] (conceito utilizado na ciência computacional) o programa envia uma mensagem de erro, idêntica à apresentada na Fig. 5.4 e aborta a análise. Posto isto, os incrementos de deslocamentos foram condicionados, para além do deslocamento pretendido, pela convergência da análise em questão.

```
NewtonRaphson::solveCurrentStep() -the ConvergenceTest object failed in test()
StaticAnalysis::analyze() - the algorithm failed at iteration: 559 with domain a
t load factor 65269.4
OpenSees > analyze failed, returned: -3 error flag
```

Fig. 5.4 – Erro no programa OPENSEES

O algoritmo utilizado para resolver o sistema de equações não-linear foi o *Newton Algorithm* [19], que utiliza o método de Newton-Raphson [21] para avançar nos incrementos de deslocamentos.

Tendo em conta que as ligações nestes pórticos são maioritariamente articuladas, exceto no caso das ligações entre pilares que são continuas, é necessário recorrer a um elemento característico do OpenSEES conhecido por *zeroLength*. Tal como o seu nome indica, o comprimento deste elemento é nulo sendo que, quando utilizado em nós coincidentes entre outros elementos, permite facilmente definir leis de interação entre os graus de liberdade desses nós. Juntamente com uma outra função do OpenSEES, mais concretamente, *equalDOF*, é possível ao usuário definir condições de compatibilidade entre graus de liberdade associados a diferentes nós.

Para a modelação das ligações dos pórticos em estudo utilizou-se, assim, um elemento *zeroLength* para modelar uma rótula e, com o *equalDOF*, estabeleceu-se que para diferentes elementos com nós coincidentes os graus de liberdade de translação (vertical e horizontal) teriam o mesmo valor. Na Fig. 5.5, de uma forma simplificada, é possível visualizar o esquema desta ligação onde as vigas, os pilares e os elementos de contraventamentos têm os nós extremos coincidentes. Utilizando um elemento *zeroLength* (a vermelho na imagem) é possível modelar, então, a ligação articulada. O material utilizado para os elementos *zeroLength* tem uma lei de interação histerética linear elástica com um valor de rigidez, claro está, praticamente nulo.

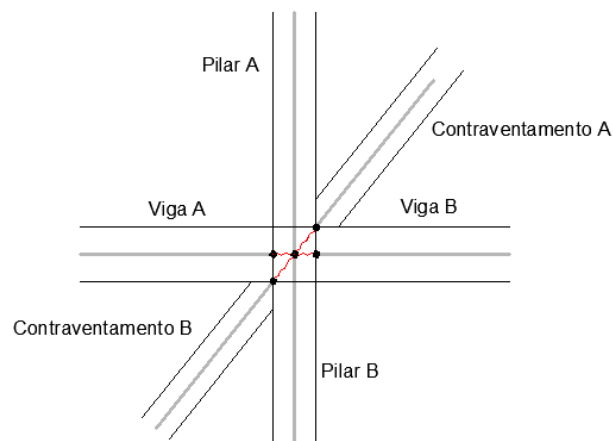


Fig. 5.5 – Esquema da ligação

Um aspeto fundamental na modelação dos elementos de contraventamento é a consideração das imperfeições geométricas. Para considerar a imperfeição geométrica nos elementos de contraventamento considerou-se de uma forma simplificada, que o elemento teria uma deformação inicial triangular com uma deformada inicial a meio vão de $L/500$, sendo L o comprimento do elemento. Este valor encontra-se dentro dos limites das tolerâncias máximas indicadas nas tabelas dos fabricantes dos perfis metálicos. Consequentemente, a imperfeição inicial terá efeitos na resistência máxima em fase de pré-encurvadura, tal como se mostra mais à frente no subcapítulo 5.5.

No que toca à encurvadura dos elementos de contraventamento, esta acontece segundo a direção de maior esbelteza, o que em termos dos contraventamentos em análise, significa encurvadura fora do plano do pórtico (o comprimento de encurvadura foi considerado igual ao comprimento do elemento). Como o modelo de análise é bidimensional (não considerando efeitos de encurvadura fora do plano), os elementos de contraventamento são rodados cerca de 90 graus e foram considerados desligados dos elementos à tração, sendo que a encurvadura vai ocorrer, grosso modo, como mostra a Fig. 5.6. Este procedimento não é mais do que uma pequena ilusão de modelação pois na verdade não é assim que os elementos se encontram na realidade, mas será assim que se irão comportar.

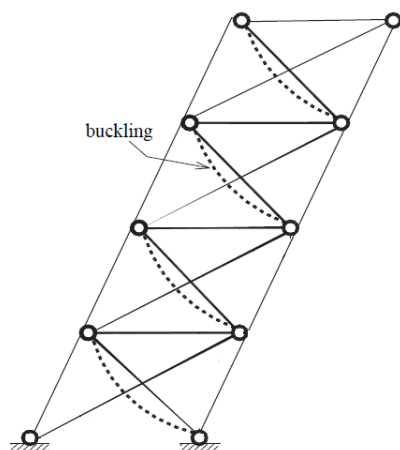


Fig. 5.6 – Encurvadura dos elementos de contraventamento [22]

Por fim, importa referir ainda que o padrão lateral de forças utilizado nas análises foi proporcional ao padrão de cálculo elástico obtido na análise por sobreposição modal dos vários casos. Para além disto, as cargas foram aplicadas nos nós dos pilares por área de influência destes, de modo a simular as forças de inércia que se irão desenvolver num evento sísmico.

5.5. VALIDAÇÃO DA MODELAÇÃO ADOTADA PARA OS CONTRAVENTAMENTOS

Antes de se proceder à análise dos pórticos contraventados metálicos é necessário verificar se os resultados do programa de análise não-linear no OpenSEES são fiéis ao esperado. Para tal, foram realizadas análises monotónicas de um elemento de contraventamento e comparados esses resultados com os resultados obtidos no programa de análise não-linear ABAQUS [23].

Posto isto, foram então comparados os resultados obtidos por Lopes [9] num ensaio monotónico (Fig. 5.7) realizado no programa ABAQUS onde se procedeu ao estudo de um elemento com comprimento igual a 6,95m constituído por uma seção transversal oca, CHS114x3. Neste ensaio, o autor realizou 3 análises, uma para uma imperfeição inicial igual a $L/250$, outra para uma imperfeição inicial igual a $L/500$ e outra para uma imperfeição inicial igual a $L/50000$. No programa OpenSEES foi realizada a mesma análise e os resultados são apresentados na Fig. 5.8

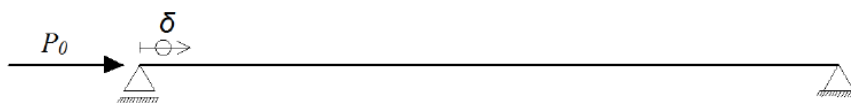


Fig. 5.7 – Esquema simplificado do ensaio monotónico à compressão [9]

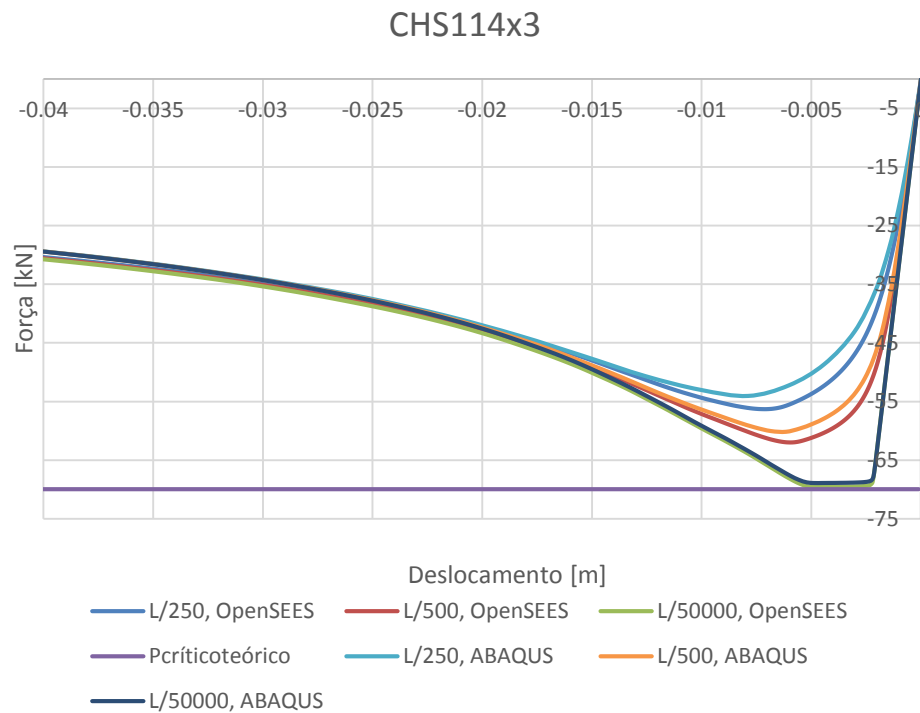


Fig. 5.8 – Comparação entre os resultados obtidos no ABAQUS e no OpenSEES

A figura demonstra uma grande semelhança entre os resultados, pelo que os desvios podem ser justificados pelo facto de os dois programas de análise não-linear não considerarem exatamente a mesma deformada inicial. Enquanto no OpenSEES a deformada inicial é da forma triangular, no ABAQUS essa deformada, segundo Lopes [9], é proporcional ao primeiro modo de encurvadura do elemento em questão o que faz com que os valores obtidos no ensaio no ABAQUS sejam ligeiramente diferentes (cerca de 5% no valor máximo de força atingido) daqueles obtidos no OpenSEES. Não obstante, tendo em conta a análise simplificada realizada no OpenSEES pode afirmar-se que os resultados são de qualidade e que o programa se encontra devidamente validado através desta comparação.

De qualquer das formas, na Fig. 5.9 é possível observar-se o mesmo ensaio para um elemento com cerca de 8,73m com uma seção HE220AA, que é o elemento de contraventamento mais esbelto utilizado nos casos estudados. Este elemento, sujeito à compressão, atinge o valor de carga crítica e em seguida entra em regime de degradação devido à rótula plástica que se forma na seção de meio vão. Conforme esperado, quanto menor for a deformação triangular inicial, maior a proximidade à carga crítica.

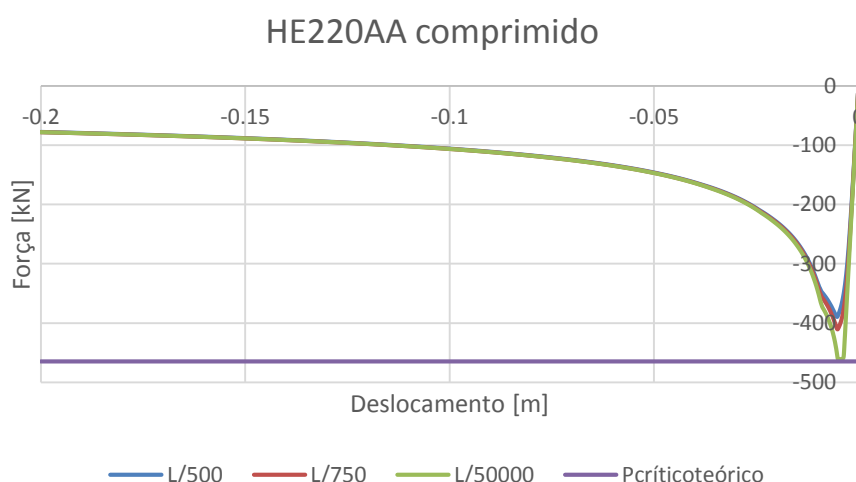


Fig. 5.9 – Ensaio monotónico à compressão de um elemento HE220AA

Por seu lado, na Fig. 5.10, encontra-se o ensaio à tração do elemento HE220AA. Como se pode verificar, a força de plastificação é menor do que a esperada (cerce de 1416,25 kN) tendo em conta que esta seção é menor do que a real devido à não consideração, no modelo do OpenSEES, da curvatura existente na transição banzo alma.

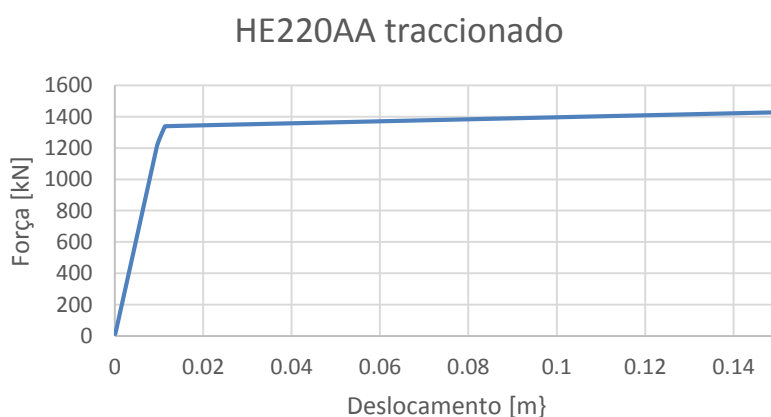


Fig. 5.10 – Ensaio monotónico à tração de um elemento HE220AA

Faça ao exposto, é possível confiar nos resultados do OpenSEES pois este consegue, de uma forma rigorosa, representar o comportamento real dos elementos de contraventamento.

5.6. RESULTADOS

5.6.1. INTRODUÇÃO

Neste subcapítulo são apresentados os resultados obtidos nas análises *pushover* para o caso das estruturas dimensionadas segundo o regulamento e para as 2 melhores variantes, isto é, para o par de variantes onde se verifica maior poupança de peso em aço.

5.6.2. PÓRTICOS DE 4 PISOS

5.6.2.1. Resultados gerais

Na Fig. 5.11 apresenta-se o resultado da análise *pushover* para o pórtico 4Y1 dimensionado segundo o EC8. Nesta figura encontram-se representados, para além das duas curvas de capacidade o corte basal elástico (CBE) e o corte basal de dimensionamento (CBD).

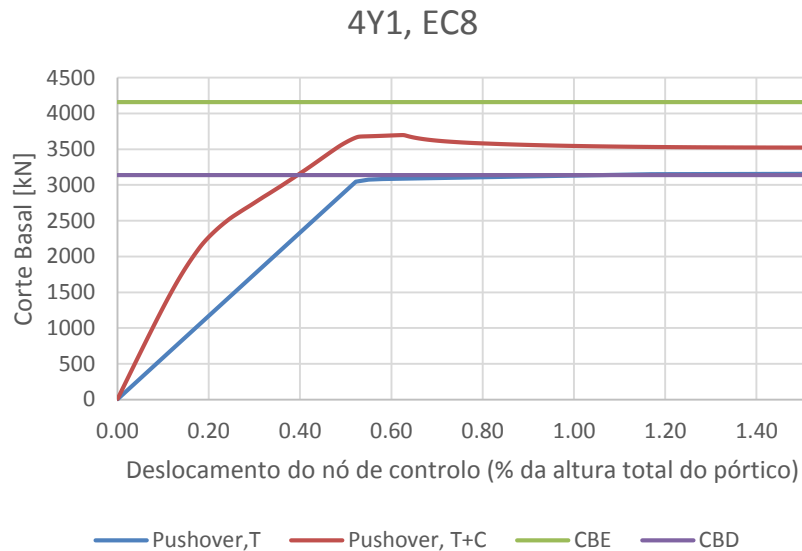


Fig. 5.11 – Curva *pushover* do pórtico 4Y1, dimensionado pelas regras do EC8

A Fig. 5.11 permite, em primeiro lugar, apreciar a proximidade existente entre o valor de corte basal de dimensionamento (CBD), determinado através do IFBD, e da entrada em cedência do pórtico com as diagonais à tração. Isto prova que o IFBD é um método que conduz a resultados realistas dos fenómenos físicos em questão. É possível confirmar uma diferença de rigidez entre o pórtico que tem apenas as diagonais à tração (Pushover, T) e o pórtico que tem ambas as diagonais (Pushover, T+C). Esta ocorrência vai, de certo modo, contra o conhecido *Tension Only Approach*, dado que o pórtico real é relativamente mais rígido do que o pórtico com as diagonais apenas à tração. Não obstante, apesar desta diferença colocar em causa as características dinâmicas adotadas para os pórticos contraventados metálicos aqui estudados (nos dimensionamentos sísmicos), caso os elementos de contraventamento fossem mais esbeltos as diferenças seriam menores, tal como é comprovado no trabalho de Guedes [16]. Os elementos utilizados para as soluções aqui obtidas têm valores do coeficiente de redução devido à encurvadura (χ) relativamente elevados e, de facto, se fossem utilizadas seções circulares (CHS), provavelmente as diferenças entre as curvas seriam menores, tal como é comprovado no trabalho de Guedes [16].

5.6.2.2. Pórtico 4Y1

Na Fig. 5.12 até a Fig. 5.17 é possível apreciar o comportamento dos pórticos em questão.

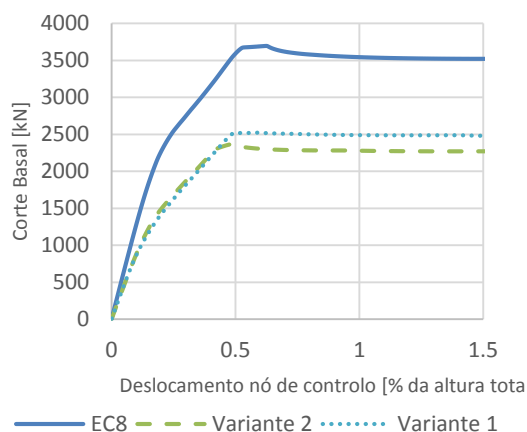


Fig. 5.12 – Corte basal vs deslocamento (4Y1)

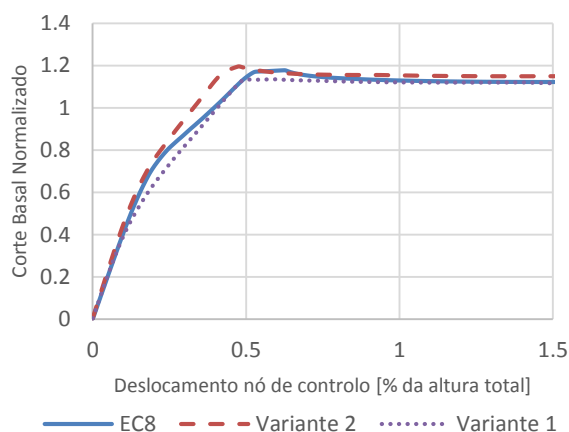


Fig. 5.13 – Corte basal normalizado vs deslocamento (4Y1)

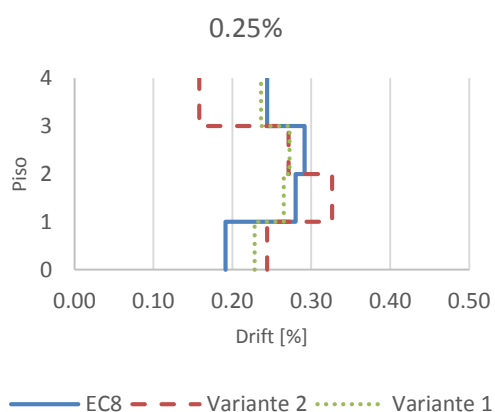


Fig. 5.14 – *Drifts* [%] quando o nó de controle atinge 0,25% da altura do pórtico (4Y1)

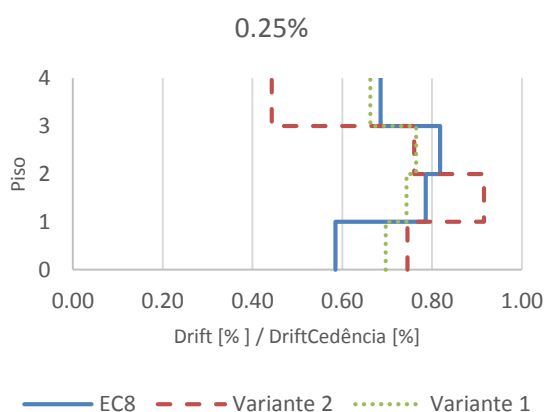


Fig. 5.15 – *Drifts* normalizados quando o nó de controle atinge 0,25% da altura do pórtico (4Y1)

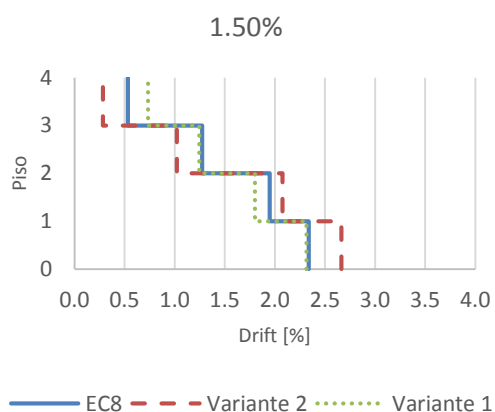


Fig. 5.16 – *Drifts* [%] quando o nó de controle atinge 1,5% da altura do pórtico (4Y1)

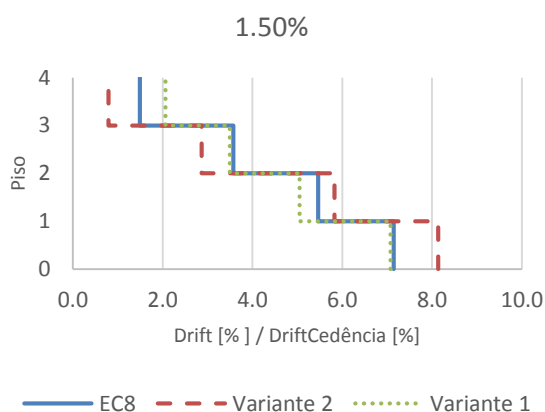


Fig. 5.17 – *Drifts* normalizados quando o nó de controle atinge 1,5% da altura do pórtico (4Y1)

Segundo a Fig. 5.12, constata-se que a solução segundo o EC8 é relativamente mais resistente do que as soluções obtidas com as duas variantes apresentadas. Tal demonstra o quão exigente é o EC8 em termos do dimensionamento de pórticos contraventados metálicos em X. Este facto, já tinha sido discutido anteriormente e é aqui, uma vez mais, confirmado.

Na Fig. 5.13, verifica-se que os 3 pórticos resistem a 120% do corte basal de dimensionamento. Isto deve-se ao facto, mencionado anteriormente, de que os pórticos quando se utiliza, as duas diagonais de contraventamento, para além de mais rígidos, são também mais resistentes.

Na Fig. 5.14 são apresentados os *drifts* por andar quando o nó de controlo, na análise *pushover*, atinge cerca de 0,25% da altura total do pórtico. O *drift* não é mais do que a distorção horizontal em cada um dos andares e é representado em % da altura do andar. Por hipótese absurda, caso o *drift* fosse 100%, este seria igual à altura do andar, 4m no primeiro andar e 3,5m nos restantes. Justifica-se apresentar os *drifts* para um deslocamento de 0,25% da altura do pórtico para se perceber como os pórticos se comportam numa fase ainda inicial da análise *pushover*. Posto isto, as maiores divergências são no último andar (4º) da Variante 2, o que seria de esperar tendo em conta que o elemento de contraventamento nesse piso não foi contabilizado na verificação de sobrerresistências (mesmo apesar de o pórtico se encontrar numa fase inicial do seu comportamento). De qualquer das formas, os desvios não são muito significativos e a Variante 1 apresenta mesmo resultados muito parecidos com o do pórtico dimensionado segundo o EC8.

Na Fig. 5.15 apresentam-se os mesmos *drifts* da Fig. 5.14, mas neste caso normalizados a *drifts* de cedência. Estes *drifts* de cedência foram calculados de uma forma simplificada, apenas considerando a distorção horizontal em cada um dos pisos. Na equação (5.1) é apresentada a fórmula utilizada para determinar o *drift* de cedência. Tal como se pode observar, desta forma simplificada, com o padrão de cargas horizontais utilizado na análise (proporcional ao padrão utilizado no dimensionamento elástico) o elemento de contraventamento mais esforçado neste ponto é o elemento de contraventamento do segundo andar da Variante 2. Para o EC8 e para a Variante 1, o terceiro andar é o andar que contém o elemento de contraventamento mais esforçado.

$$\text{drift}_{\text{cedência}} = \frac{f_y \cdot L}{E \cdot \cos(\alpha)} \quad (5.1)$$

De seguida, na Fig. 5.16 e Fig. 5.17, são apresentados os *drifts* como anteriormente embora, para o caso onde o nó de controlo atinge um deslocamento de cerca de 1,5% da altura do pórtico. Nesta fase da análise *pushover*, o pórtico já se encontra num estado em que não consegue absorver mais corte basal pois esse deslocamento é cerca de 0,2175m. Verifica-se que a Variante 1 é a que tem a distribuição de *drifts* que promove o melhor comportamento pois, quanto mais homogêneos forem os *drifts*, melhor será o comportamento do pórtico. Não obstante a este facto, os *drifts* em altura estão, em todos os casos, devidamente distribuídos pelo que não há uma concentração de *drifts* em quaisquer dos casos. De forma a perceber qual a situação que deve ser evitada, na Fig. 5.18 está representada uma hipotética situação, num pórtico de 4 andares, onde se verifica uma concentração de plastificação no primeiro andar, que pode ser interpretada como um mecanismo *soft-storey* (Fig. 2.6).

Podemos concluir que, na verdade, as variantes 1 e 2 apresentam resultados de qualidade quando comparados com o EC8 para o pórtico 4Y1. Com estes resultados, é impossível por isso afirmar de uma forma categórica que as variantes propostas e aqui analisadas têm desempenho sísmico débil.

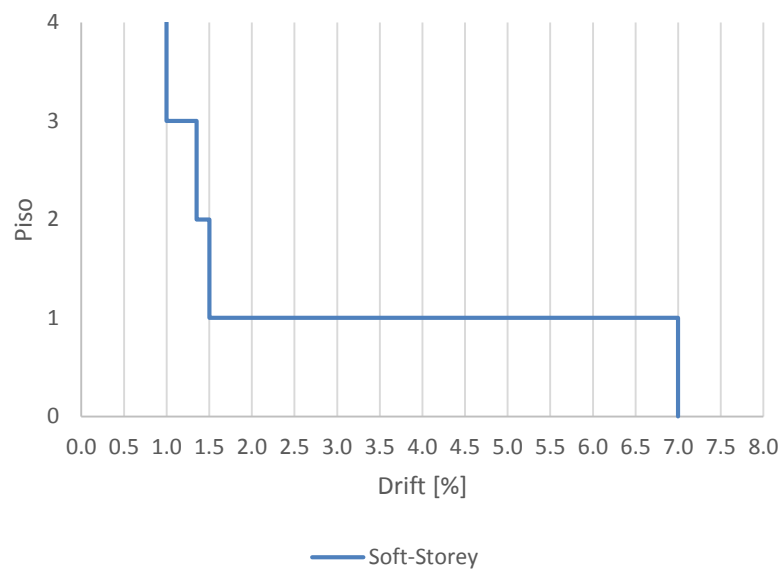


Fig. 5.18 – Exemplo de uma situação de *soft-storey* num pórtico de 4 pisos

5.6.2.3. Pórtico 4Y2

Na Fig. 5.19 até a Fig. 5.24 é possível apreciar o comportamento dos pórticos em questão.

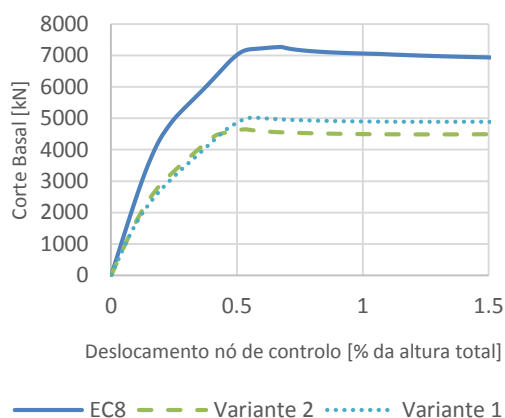


Fig. 5.19 – Corte basal vs deslocamento (4Y2)

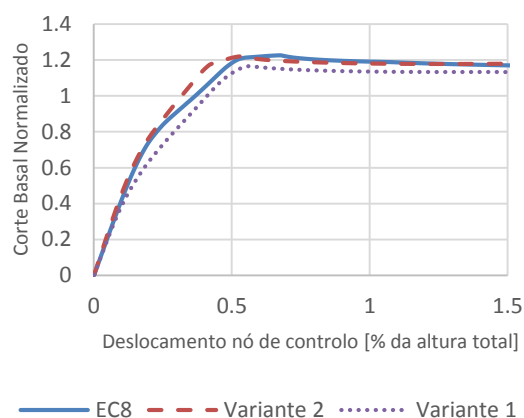


Fig. 5.20 – Corte basal normalizado vs deslocamento (4Y2)

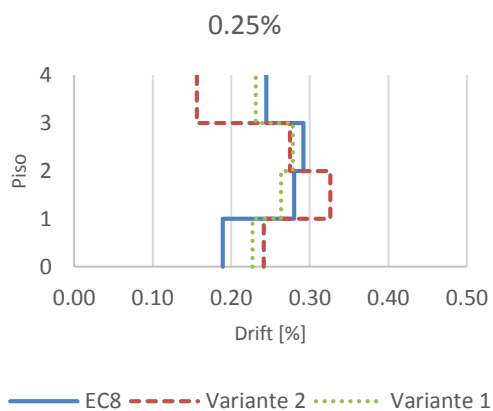


Fig. 5.21 – *Drifts* [%] quando o nó de controle atinge 0,25% da altura do pórtico (4Y2)

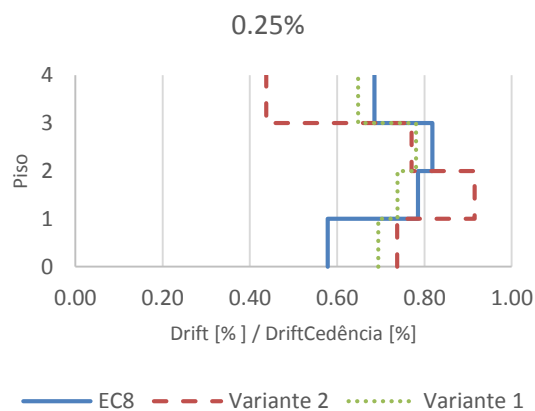


Fig. 5.22 – *Drifts* normalizados quando o nó de controle atinge 0,25% da altura do pórtico (4Y2)

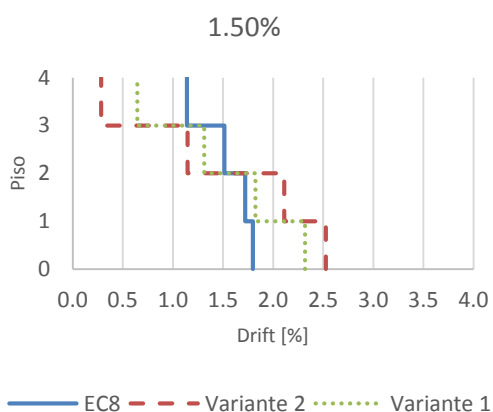


Fig. 5.23 – *Drifts* [%] quando o nó de controle atinge 1,5% da altura do pórtico (4Y2)

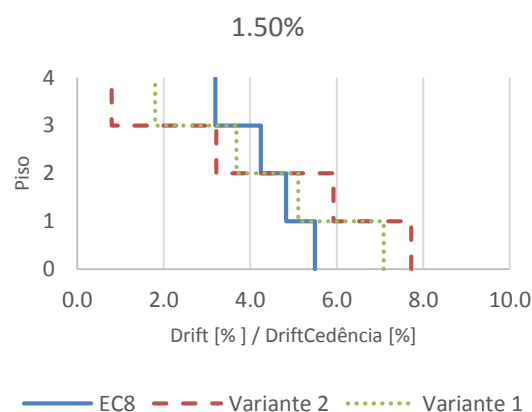


Fig. 5.24 – *Drifts* normalizados quando o nó de controle atinge 1,5% da altura do pórtico (4Y2)

Em primeiro lugar, no que toca à Fig. 5.19, tal como se verifica para o pórtico 4Y1, a resistência e rigidez do pórtico dimensionado segundo o EC8 é consideravelmente superior quando comparada com a rigidez e resistência das variantes 1 e 2.

Na Fig. 5.20, é possível visualizar que os valores de corte basal normalizado são idênticos ao caso do pórtico 4Y1 o que seria de esperar tendo em conta que nestes casos o coeficiente de comportamento (q) apenas é inferior à unidade no caso do EC8 (Fig. 4.26), mas mesmo nesse caso é muito próximo da unidade.

Na Fig. 5.21 e Fig. 5.22, onde a distribuição de *drifts* é representada para um deslocamento do nó de controlo relativamente baixo, verificam-se resultados semelhantes para os 3 casos. De facto, o comportamento numa fase inicial da análise não-linear *pushover* é idêntico ao do pórtico 4Y1, revelando um comportamento aceitável nos 3 casos apresentados.

Na Fig. 5.23 e Fig. 5.24 é possível examinar que as duas variantes propostas se afastam ligeiramente da regularidade de *drifts* que a estrutura dimensionada pelo EC8 apresenta. Na verdade, uma vez mais a Variante 2 não utiliza o último elemento de contraventamento para dissipação de energia pois, segundo o *drift* registado nos resultados do programa OpenSEES, revela esforço reduzido por parte desse elemento mesmo elemento.

Concluindo, no caso dos pórticos 4Y2, para um deslocamento do nó de controlo de 1,5% da altura verifica-se um melhor comportamento segundo o EC8. No entanto, as variantes, apesar de não mostrarem uma distribuição de *drifts* tão homogénea como o caso EC8 apresentam resultados sem qualquer concentração de *drifts*, o que significa que os resultados são porventura aceitáveis para estas duas variantes. A conclusão a retirar destes resultados é que, uma vez mais, para o pórtico 4Y2 as variantes apresentam resultados aceitáveis quando comparadas com o EC8.

5.6.2.4. Pórtico 4X2

Na Fig. 5.25 até a Fig. 5.30 é possível apreciar o comportamento dos pórticos em questão.

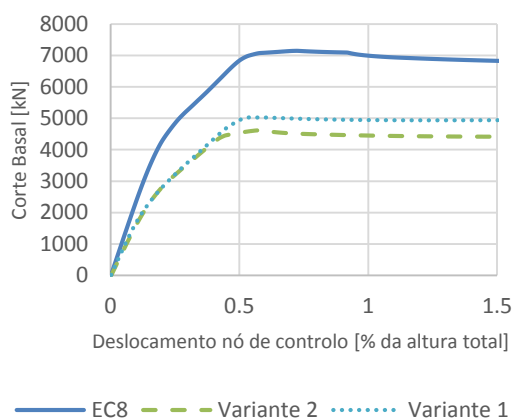


Fig. 5.25 - Corte basal vs deslocamento (4X2)

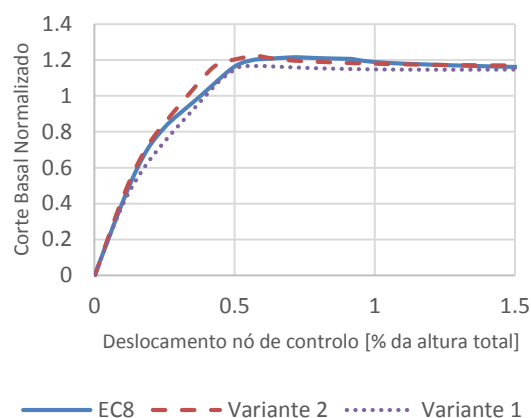


Fig. 5.26 - Corte basal normalizado vs deslocamento (4X2)

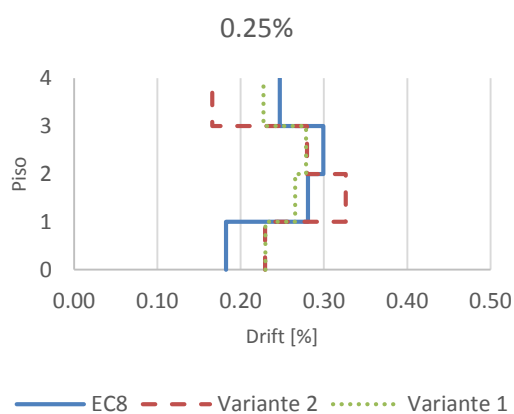


Fig. 5.27 - *Drifts* [%] quando o nó de controlo atinge 0,25% da altura do pórtico (4X2)

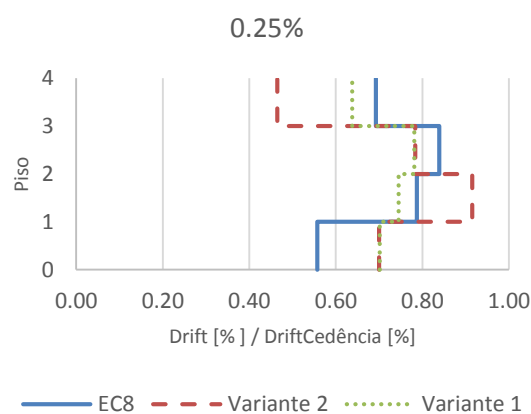


Fig. 5.28 - *Drifts* normalizados quando o nó de controlo atinge 0,25% da altura do pórtico (4X2)

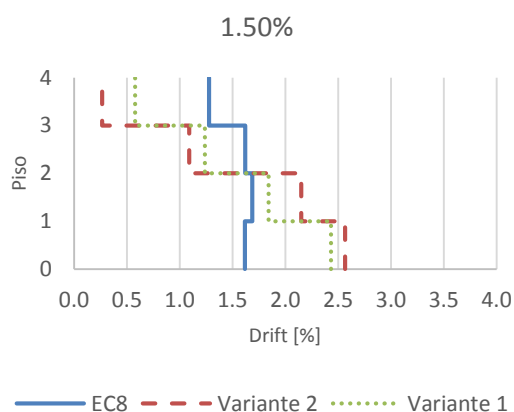


Fig. 5.29 - *Drifts* [%] quando o nó de controlo atinge 1,5% da altura do pórtico (4X2)

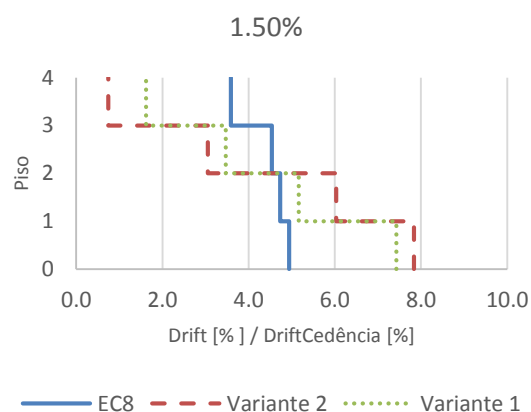


Fig. 5.30 - *Drifts* normalizados quando o nó de controlo atinge 1,5% da altura do pórtico (4X2)

Na Fig. 5.25 e Fig. 5.26, é possível observar o corte basal à medida que o deslocamento no nó de controlo aumenta (tal como para os casos anteriores). Verifica-se, novamente, que o pórtico dimensionado segundo o EC8 é claramente mais resistente e mais rígido, quando comparado com os dois casos apresentados (Variante 2 e Variante 1). No que toca ao corte basal normalizado (Fig. 5.26) os níveis de sobrerresistência são idênticos aos anteriores, mais concretamente, por volta de 120% do valor de corte basal de cálculo pelo IFBD, como valor máximo.

No que toca a *drifts*, para um deslocamento no topo do pórtico da ordem dos 0,25% (Fig. 5.27e Fig. 5.28) da altura do pórtico, observa-se que a distribuição de *drifts* em altura não é dispersante, o que seria de esperar tendo em conta o baixo nível de carregamento a que os pórticos se encontram. Neste caso, da forma simplificada como o *drift* de cedência foi calculado, nenhum dos elementos de contraventamento se encontra plastificado.

Continuando, para um deslocamento de 1,5% da altura do pórtico (Fig. 5.29 e Fig. 5.30), o pórtico que foi dimensionado seguindo estritamente as regras do EC8 apresenta um comportamento mais homogéneo em comparação com as variantes 1 e 2. No entanto, tal como foi referido anteriormente, nas variantes não existe nenhuma concentração de *drifts* o que revela um comportamento aceitável.

Em jeito de conclusão, as análises *pushover* para o pórtico 4X2 mostram que as variantes apresentadas, que permitem uma considerável poupança de peso em aço estrutural face ao EC8 (subcapítulo 4.4.2.4), apesar de apresentarem uma configuração de *drifts* menos homogénea do que aquela que o EC8 apresenta, não põem em causa de forma absoluta a adequabilidade destes pórticos para resistir a um evento sísmico. Na verdade, não se verifica para estas variantes qualquer concentração de *drifts*.

5.6.2.5. Pórtico 4X4

Na Fig. 5.31 até a Fig. 5.36 é possível apreciar o comportamento dos pórticos em questão.

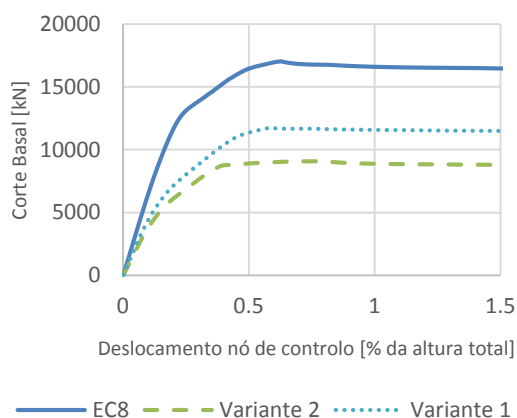


Fig. 5.31 - Corte basal vs deslocamento (4X4)

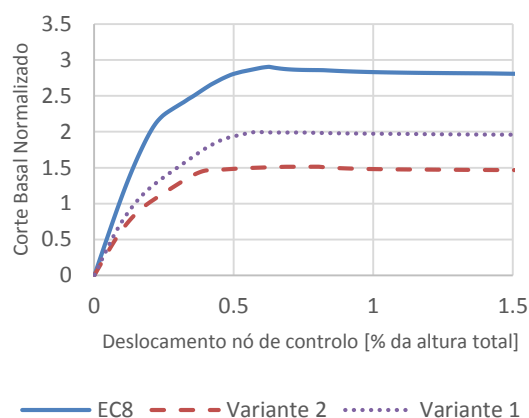


Fig. 5.32 - Corte basal normalizado vs deslocamento (4X4)

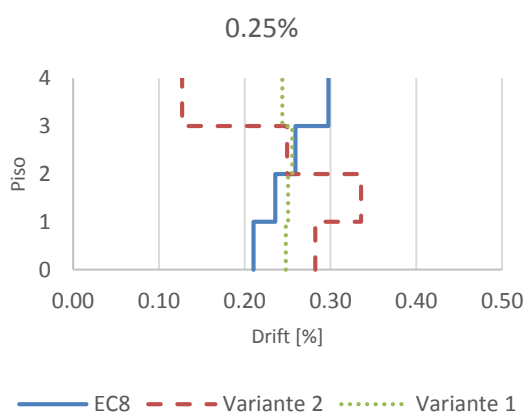


Fig. 5.33 - *Drifts* [%] quando o nó de controlo atinge 0,25% da altura do pórtico (4X4)

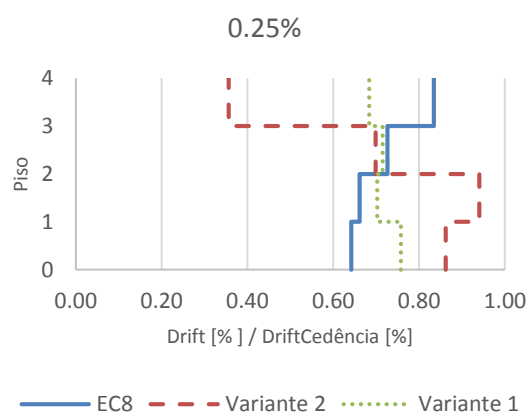


Fig. 5.34 - *Drifts* normalizados quando o nó de controlo atinge 0,25% da altura do pórtico (4X4)

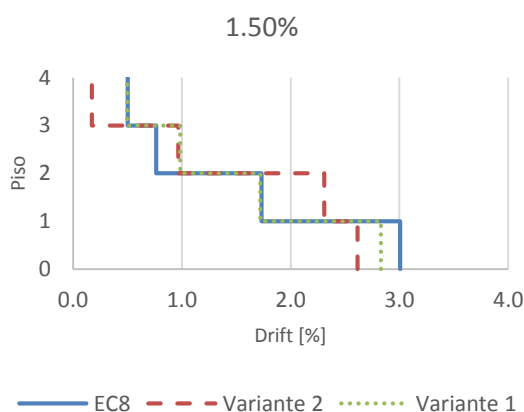


Fig. 5.35 - *Drifts* [%] quando o nó de controlo atinge 1,5% da altura do pórtico (4X4)

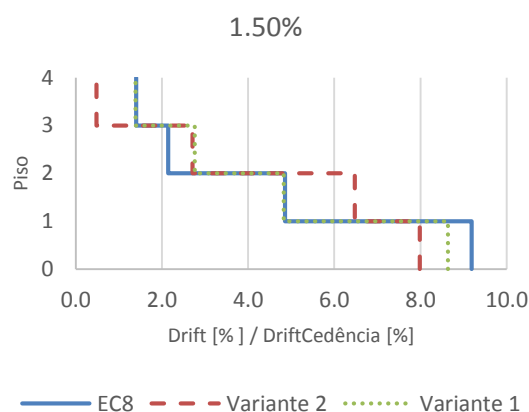


Fig. 5.36 - *Drifts* normalizados quando o nó de controlo atinge 1,5% da altura do pórtico (4X4)

Segundo a Fig. 5.31 e Fig. 5.32, é possível apreciar o quanto sobredimensionados se encontram estes pórticos com 4 vãos/alinhamentos de contraventamento. Na figura Fig. 5.32, o pórtico dimensionado segundo o EC8 apresenta uma sobrerresistência máxima próxima de 300% o que é, indubitavelmente, um valor elevado. Por seu lado, as variantes 1 e 2 conseguem facilmente ultrapassar os 120% que é comum em pórticos com um coeficiente de comportamento superior à unidade. Uma vez mais, mostrou-se o quão exageradas podem ser estas soluções com vários vãos contraventados e a conclusão a reter daqui é que não devem ser utilizados um número de vãos superior a 2 para estruturas com uma configuração em planta e altura idêntica às estudadas.

Na fase inicial da análise *pushover* (Fig. 5.33 e Fig. 5.34), os *drifts* encontram-se devidamente distribuídos para a Variante 1 (linha recta, distribuição de *drifts* quase perfeita) e para o EC8, sendo que se observa um desvio ligeiramente acentuado na Variante 2 no último andar, o que é de esperar tendo em conta a forma como este pórtico foi dimensionado.

Na fase final da análise *pushover* (Fig. 5.35 e Fig. 5.36) para o pórtico 4X4 verifica-se que os comportamentos das variantes são praticamente coincidentes com o comportamento do pórtico dimensionado segundo o EC8. Isto implica, para estes pórticos, que até serem realizadas análises não-lineares dinâmicas, não se podem tirar conclusões definitivas. De facto, como se pode apreciar pela distribuição de *drifts*, os resultados são muito semelhantes.

Em jeito de conclusão, os 3 casos aqui considerados não apresentam, pelo menos para deslocamentos do nó de controlo de aproximadamente 1,5% da altura total do pórtico em questão, diferenças. Verifica-se, na verdade, que os resultados são muito próximos. Não obstante, é de salientar o quão sobredimensionados podem ser estes pórticos com cerca de 4 vãos/alinhamentos de contraventamento. Como se mostra na Fig. 5.32, existe uma sobrerresistência considerável face ao corte basal de cálculo que, no caso do EC8, se aproxima de cerca de 300%.

5.6.2.6. Principais conclusões sobre os pórticos de 4 pisos

No subcapítulo 5.6.2 foram apresentados os resultados das análises não-lineares para os pórticos de 4 pisos dimensionados no Capítulo 4.

A primeira conclusão que se pode retirar dos resultados observados é que o EC8 conduz, tal como seria de esperar, a uma sobrerrigidez e sobrerresistência considerável face às variantes 1 e 2 (variantes onde se verifica a maior poupança de peso em aço para estes pórticos de 4 pisos).

A segunda conclusão é que não existem grandes desvios nem concentrações de *drifts* das variantes face ao EC8. O que isto significa é que, efetivamente, não é possível concluir que as variantes aqui apresentadas, que violam o regulamento, irão ter comportamento sísmico débil. Para confirmar tal conclusão, será necessário recorrer a uma análise mais complexa que tivesse em linha de conta aspetos como por exemplo a alteração de esforços nos elementos de contraventamento e perda de rigidez gradual à medida que a estrutura é submetida a vários sinais sísmicos.

A terceira e última conclusão é que, de facto, quando se utilizam cerca de 4 vãos/alinhamentos de contraventamento, as sobrerresistências apresentadas pelos pórticos vão para além dos 120% do corte basal utilizado no dimensionamento sísmico. Isto revela que para estruturas ou pórticos localizados em Lisboa é necessário ter em linha de conta o número de alinhamentos utilizados pois, quando este número tende a ser relativamente largo (muitos vãos contraventados), os resultados do dimensionamento segundo o EC8 poderão ser demasiado pesados gerando estruturas que não irão tirar praticamente partido nenhum das suas capacidades dissipativas.

5.6.3. PÓRTICOS DE 8 PISOS

5.6.3.1. Resultados gerais

Na Fig. 5.37 é apresentado o resultado da análise *pushover* no pórtico 8Y1 para a solução do EC8. Como foi referido anteriormente, nesta figura encontram-se representados, para além das duas curvas *pushover* o corte basal elástico (CBE) e o corte basal de dimensionamento (CBD).

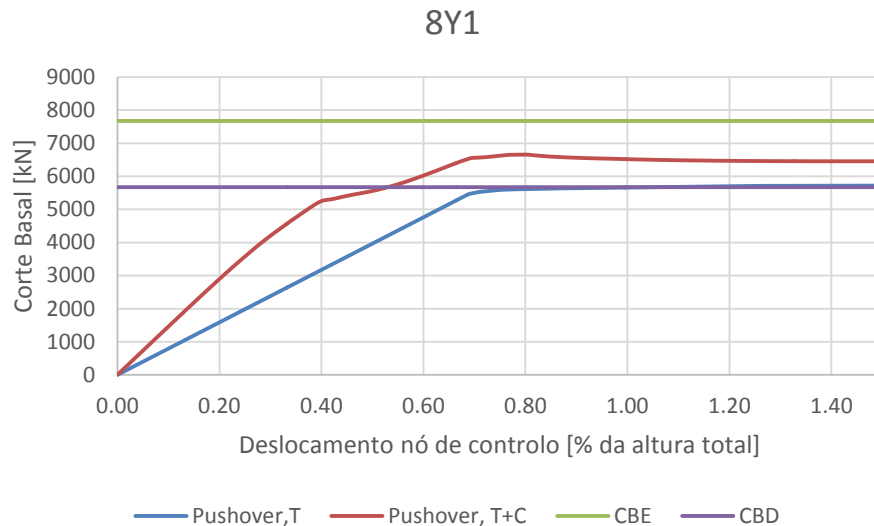


Fig. 5.37 - Curva *pushover* do pórtico 8Y1, dimensionado pelas regras do EC8

A Fig. 5.37 permite apreciar a proximidade existente entre o valor de corte basal de cálculo (CBD), determinado através do IFBD, e da entrada em cedência do pórtico com as diagonais à tração. Para além disto, é também possível confirmar uma diferença de rigidez entre o pórtico que tem apenas as diagonais à tração (Pushover, T) e o pórtico que tem ambas as diagonais (Pushover, T+C). A discussão sobre o *Tesion Only Approach*, em 5.6.2.1, aplica-se também para este caso e, de facto, todas as curvas *pushover* obtidas para os pórticos de 8 pisos são idênticas à apresentada na figura.

De seguida, no próximo subcapítulo, são apresentados os resultados e a breve discussão dos seus valores, tal como realizado para os pórticos de 4 pisos no subcapítulo 5.6.2. Também aqui, as variantes 1 e 2 são aquelas que apresentam maiores poupanças no que toca a peso em aço face à solução do EC8 tal como é mostrado no subcapítulo 4.5.2.

5.6.3.2. Pórtico 8Y1

Na Fig. 5.38 até a Fig. 5.43 é possível apreciar o comportamento dos pórticos em questão.

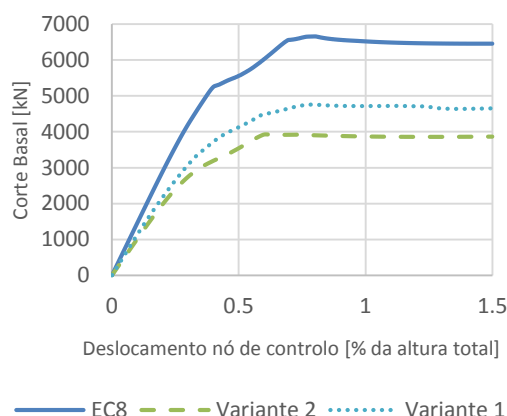


Fig. 5.38 - Corte basal vs deslocamento (8Y1)

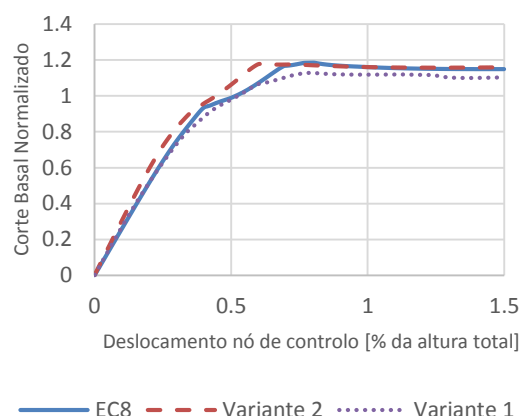


Fig. 5.39 - Corte basal normalizado vs deslocamento (8Y1)

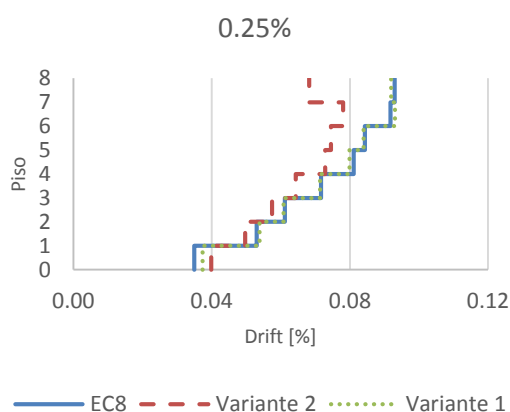


Fig. 5.40 - *Drifts* [%] quando o nó de controle atinge 0,25% da altura do pórtico (8Y1)

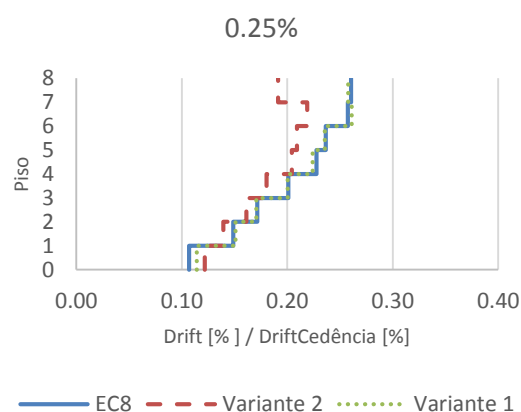


Fig. 5.41 - *Drifts* normalizados quando o nó de controle atinge 0,25% da altura do pórtico (8Y1)

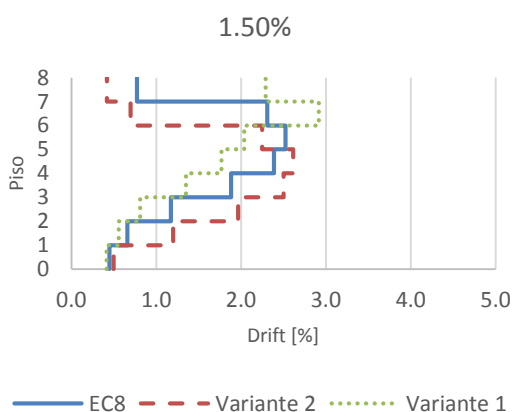


Fig. 5.42 - *Drifts* [%] quando o nó de controle atinge 1,5% da altura do pórtico (8Y1)

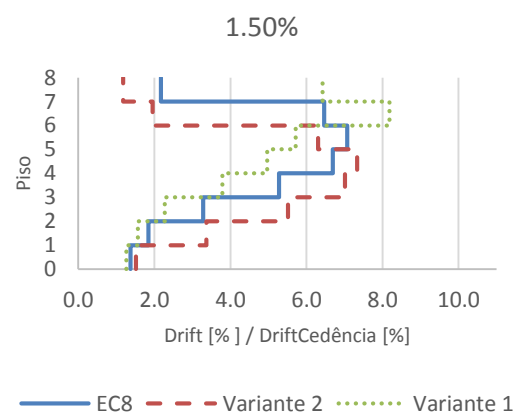


Fig. 5.43 - *Drifts* normalizados quando o nó de controle atinge 1,5% da altura do pórtico (8Y1)

Segundo a Fig. 5.38 e Fig. 5.39, é possível constatar, tal como seria de esperar, que a solução segundo o EC8 é relativamente mais resistente que as soluções nas duas variantes apresentadas (Variante 1 e Variante 2). Para além disso, na Fig. 5.39, verifica-se que os 3 pórticos resistem a 120% do corte basal de cálculo. Na verdade, este resultado é idêntico aos dos pórticos 4Y1 (Fig. 5.13) pois o coeficiente de comportamento é superior à unidade e estes pórticos modelados no programa de análise não-linear têm em conta os elementos de contraventamento, o que aumenta não só a rigidez do pórtico mas também a sua resistência, tal como referido anteriormente.

Na Fig. 5.40 são apresentados os *drifts* quando o nó de controlo, na análise *pushover*, atinge cerca de 0,25% da altura total do pórtico. As maiores variações em altura acontecem no pórtico calculado com a Variante 2, o que seria de esperar tendo em conta que o elemento de contraventamento do último andar, nesta Variante, foi ignorado. De qualquer das formas, os resultados são minimamente favoráveis para a deformação de 0,25% da altura total. No que toca à Fig. 5.41, é possível avaliar que em nenhuma das variantes os elementos de contraventamento se encontram plastificados.

Na Fig. 5.42 e Fig. 5.43, são apresentados os *drifts* para o caso onde o nó de controlo atinge um deslocamento de cerca de 1,5% da altura do pórtico. Nesse estágio, o pórtico apresenta um deslocamento no topo de cerca de 0,4275m e, na verdade, não consegue absorver mais corte basal. Verifica-se, aqui, que os 3 casos apresentados mostram uma distribuição de *drifts* semelhantes, mais concretamente, sem qualquer concentração de *drifts* num andar (*soft-storey*). O EC8 e a Variante 2 são bastante semelhantes, a diferença é que na Variante 2, em vez de apenas o último andar ter um *drift* relativamente baixo, tem o 7º e o 8º andares. Trata-se de uma situação que é de esperar tendo em conta as características da Variante 2. A Variante 1, tal como se pode observar na Fig. 5.43, é aquela que tem o maior *drift*, estando este localizado no 7º andar.

Por fim, no pórtico 8Y1 é possível observar que os resultados das variantes, quando comparados com os resultados do EC8 são bastante aceitáveis. Não é possível, com este resultado, afirmar de uma forma categórica que os pórticos dimensionados segundo as variantes terão mau comportamento sísmico quando comparadas com o pórtico do EC8. Tal apenas será possível caso sejam realizadas análises dinâmicas não-lineares.

5.6.3.3. Pórtico 8Y2

Na Fig. 5.44 até a Fig. 5.49 é possível apreciar o comportamento dos pórticos em questão.

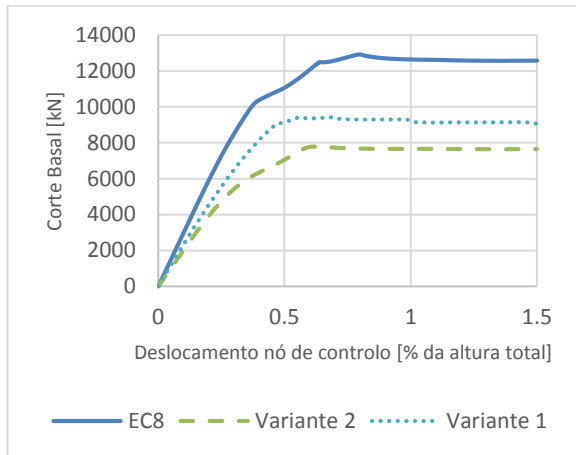


Fig. 5.44 - Corte basal vs deslocamento (8Y2)

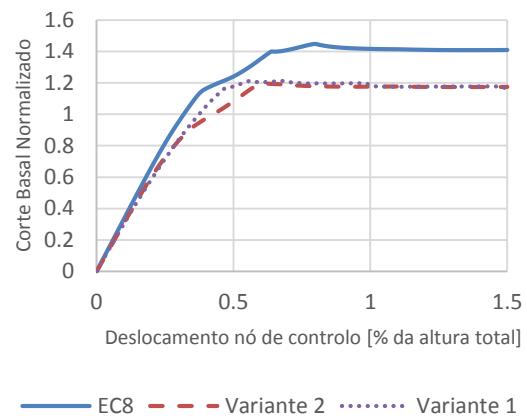


Fig. 5.45 - Corte basal normalizado vs deslocamento (8Y2)

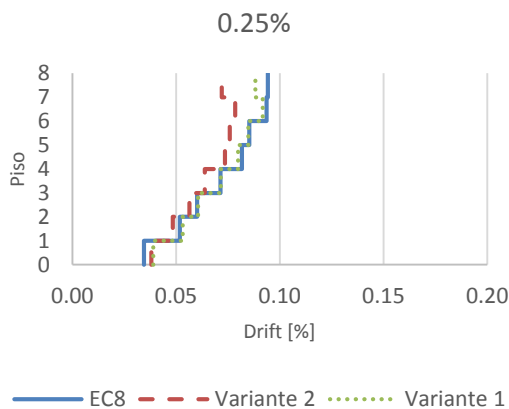


Fig. 5.46 - *Drifts* [%] quando o nó de controle atinge 0,25% da altura do pórtico (8Y2)

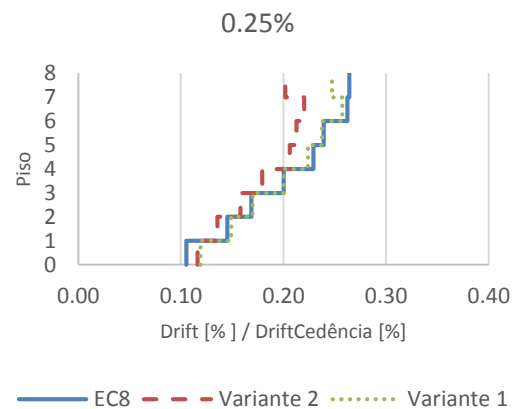


Fig. 5.47 - *Drifts* normalizados quando o nó de controle atinge 0,25% da altura do pórtico (8Y2)

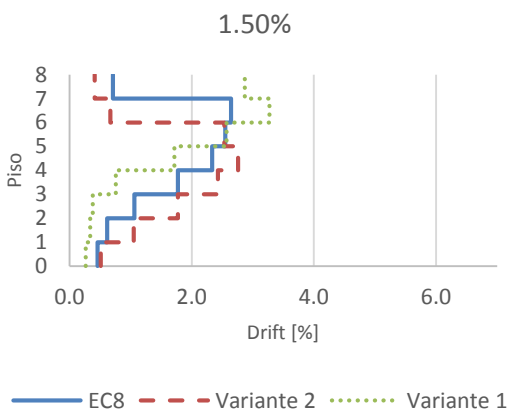


Fig. 5.48 - *Drifts* [%] quando o nó de controle atinge 1,5% da altura do pórtico (8Y2)

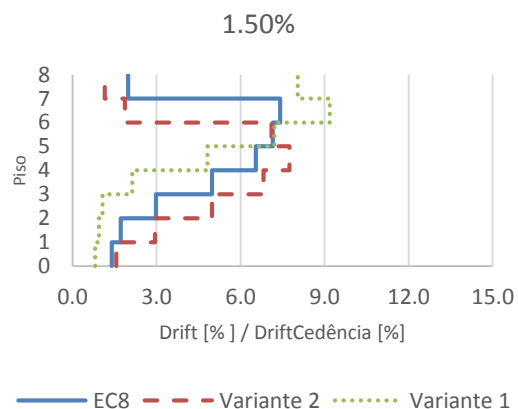


Fig. 5.49 - *Drifts* normalizados quando o nó de controle atinge 1,5% da altura do pórtico (8Y2)

Na Fig. 5.44 e Fig. 5.45 observa-se novamente que o pórtico do EC8 apresenta um valor de resistência consideravelmente superior aos pórticos das variantes 1 e 2 e, quando normalizado, ultrapassa o 120%, o que significa que o fator de comportamento é inferior à unidade.

Segundo a Fig. 5.46 e Fig. 5.47, os *drifts* numa fase inicial da análise não-linear revelam uma distribuição em altura relativamente homogénea, isto é, sem grandes concentrações de *drifts* em qualquer um dos casos. Daqui é possível concluir que na fase inicial os comportamentos serão aceitáveis.

No que toca à situação onde o deslocamento do nó de controlo é cerca de 1,5% da altura total do pórtico (Fig. 5.48 e Fig. 5.49), uma vez mais os resultados do EC8 e das variantes são idênticos. Este facto revela, mais uma vez, que não é possível concluir qual das estruturas terá eventualmente melhor comportamento sísmico pois a análise *pushover* não mostra grandes diferenças entre as soluções.

Concluindo, no caso de pórtico 8Y2, para um deslocamento do nó de controlo de 1,5% da altura verifica-se mais uma vez um comportamento aceitável do pórtico dimensionado segundo o EC8 e dos pórticos das variantes. A configuração dos *drifts* em altura revela uma deformação em consola, o que pode ser justificado pelo facto do 1º modo de vibração ter uma configuração de *drifts* idêntica (até em regime elástico a configuração de *drifts* revela uma deformação em consola).

5.6.3.4. Pórtico 8X2

Na Fig. 5.50 até a Fig. 5.55 é possível apreciar o comportamento dos pórticos em questão.

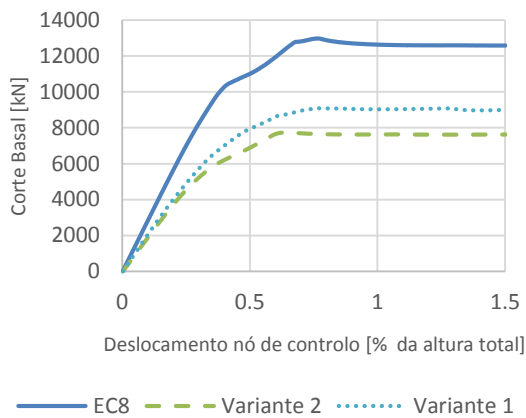


Fig. 5.50 - Corte basal vs deslocamento (8X2)

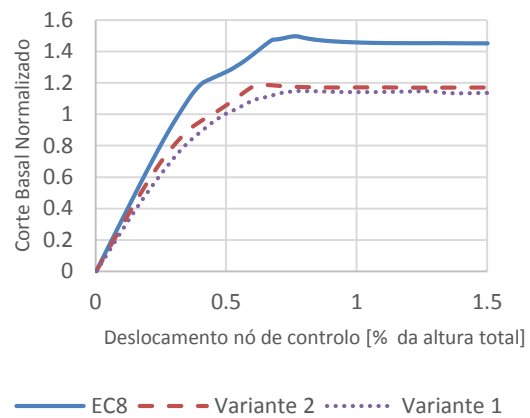


Fig. 5.51 - Corte basal normalizado vs deslocamento (8X2)

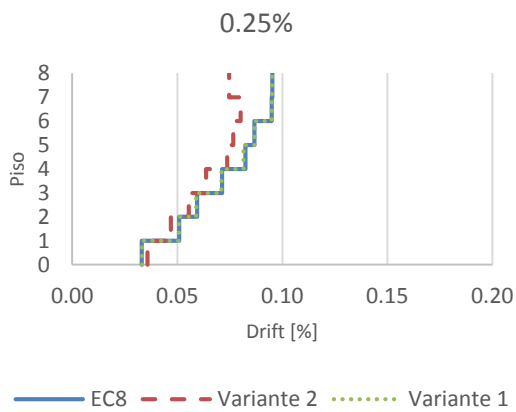


Fig. 5.52 - *Drifts* [%] quando o nó de controle atinge 0,25% da altura do pórtico (8X2)

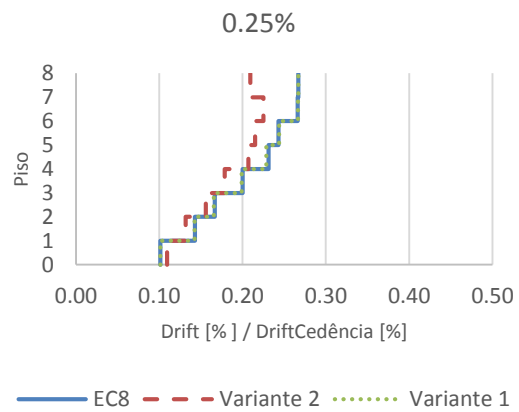


Fig. 5.53 - *Drifts* normalizados quando o nó de controle atinge 0,25% da altura do pórtico (8X2)

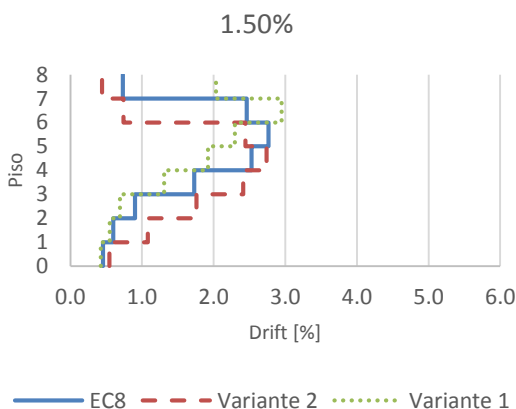


Fig. 5.54 - *Drifts* [%] quando o nó de controle atinge 1,5% da altura do pórtico (8X2)

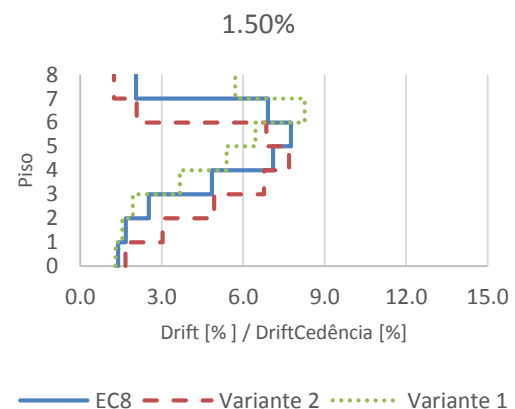


Fig. 5.55 - *Drifts* normalizados quando o nó de controle atinge 1,5% da altura do pórtico (8X2)

Nas duas primeiras figuras (Fig. 5.50 e Fig. 5.51), verifica-se que a solução do EC8 é claramente mais resistente, resultando num um corte basal relativamente superior aos dos dois casos apresentados (Variante 2 e Variante 1). No que toca ao corte basal normalizado, os níveis de sobrerresistência são idênticos aos do caso 8Y2, mais concretamente, por volta de 120% do valor de corte basal de cálculo para as variantes e 150% para o EC8.

No que toca a *drifts*, para um deslocamento da ordem dos 0,25% (Fig. 5.52 e Fig. 5.53) da altura do pórtico, observa-se que a distribuição de *drifts* em altura não é homogénea, o que seria de esperar tendo em conta o baixo nível de carregamento a que os pórticos se encontram. Tal como no caso 8Y2, apenas a Variante 2 se afasta ligeiramente dos níveis de *drift* do EC8 e da Variante 1.

Para um deslocamento de 1,5% da altura do pórtico (Fig. 5.54 e Fig. 5.55), mais uma vez o EC8 e a Variante 2 configurações de *drifts* idênticas. Não obstante, a Variante 1, tal como nos pórticos 8Y2, parece obter os melhores resultados por ter os menores desvios nos *drifts*.

Em jeito de conclusão, os resultados para os pórticos 8X2 são bastante análogos aos resultados obtidos para os pórticos 8Y2, sendo que não existe nenhuma conclusão adicional possível de ser retirada tendo em conta estes resultados. Conclui-se assim que, na verdade, não é possível descartar nenhum dos pórticos pois as análises realizadas não demonstram um explícito mau comportamento nem por parte do pórtico dimensionado segundo o EC8, nem por parte dos pórticos dimensionados segundo as variantes 1 e 2.

5.6.3.5. Principais conclusões para os pórticos de 8 pisos

No subcapítulo 5.6.3 foram apresentados os resultados das análises não-lineares para os pórticos de 8 pisos dimensionados no Capítulo 4.

A primeira conclusão que se pode retirar dos resultados observados é que o EC8 apresenta, tal como seria de esperar e tal como se observa para os pórticos de 4 pisos, uma sobrerigidez e sobrerresistência considerável face às variantes 1 e 2 (variantes onde se verifica a maior poupança de peso em aço para estes pórticos de 8 pisos).

A segunda conclusão é de que não existem grandes desvios nem concentrações de *drifts* das variantes 1 e 2 face ao EC8. O que isto significa é que, efetivamente, não é possível concluir que as variantes aqui apresentadas, que violam o regulamento, irão ter comportamento sísmico débil. Para chegar a semelhante conclusão tal como foi referido anteriormente, será necessário recorrer a uma análise mais complexa, mais concretamente, uma análise não-linear dinâmica.

5.6.4. PÓRTICOS DE 12 PISOS

5.6.4.1. Resultados gerais

Na Fig. 5.56 é apresentado o resultado da análise *pushover* no pórtico 12Y1 para a solução do EC8. Como foi referido anteriormente, nesta figura encontram-se representados, para além das duas curvas *pushover* o corte basal elástico (CBE) e o corte basal de dimensionamento (CBD).

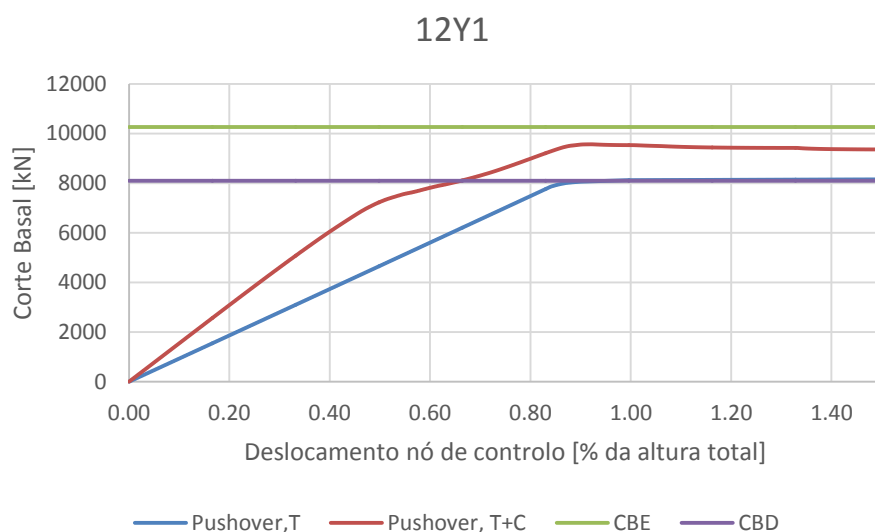


Fig. 5.56 - Curva *pushover* do pórtico 12Y1, dimensionado pelas regras do EC8

A Fig. 5.56 permite apreciar a proximidade existente entre o valor de corte basal de dimensionamento (CBD), determinado através do IFBD, e da entrada em cedência do pórtico com as diagonais à tração. Em segundo lugar, é possível confirmar uma diferença de rigidez entre o pórtico que tem apenas as diagonais à tração (Pushover, T) e o pórtico que tem ambas as diagonais (Pushover, T+C). A discussão sobre o *Tension Only Approach*, em 5.6.2.1, aplica-se também para este caso e, de facto, todas as curvas *pushover* obtidas para os pórticos de 12 pisos são de configuração idênticas à apresentada na figura.

De seguida, nos próximos subcapítulos, são apresentados os resultados e uma breve discussão dos seus valores, tal como foi feito para os pórticos de 4 e 8 pisos. Neste caso, as variantes 2 e 4 são aquelas que apresentam maiores poupanças no que toca a peso em aço, face à solução do EC8. Consequentemente, é sobre os resultados destas que se aborda os próximos subcapítulos.

5.6.4.2. Pórtico 12Y1

Na Fig. 5.57 até a Fig. 5.62 é possível apreciar o comportamento dos pórticos em questão.

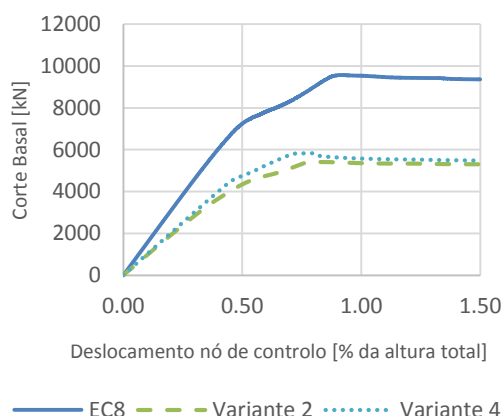


Fig. 5.57 - Corte basal vs deslocamento (12Y1)

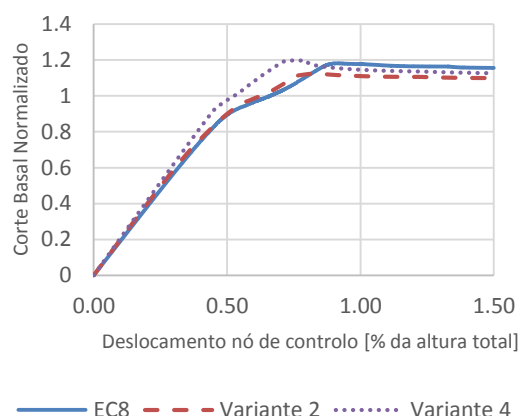


Fig. 5.58 - Corte basal normalizado vs deslocamento (12Y1)

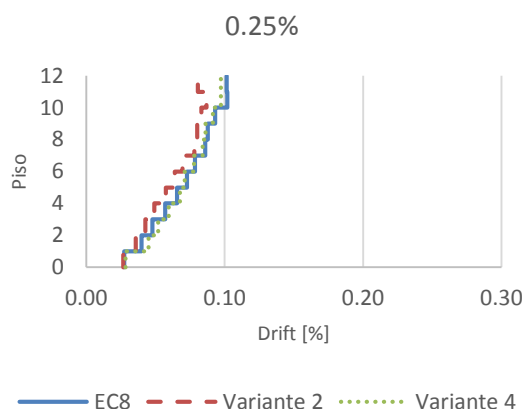


Fig. 5.59 - *Drifts* [%] quando o nó de controlo atinge 0,25% da altura do pórtico (12Y1)

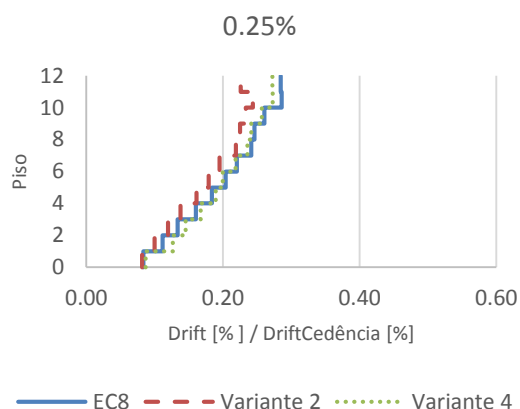


Fig. 5.60 - *Drifts* normalizados quando o nó de controlo atinge 0,25% da altura do pórtico (12Y1)

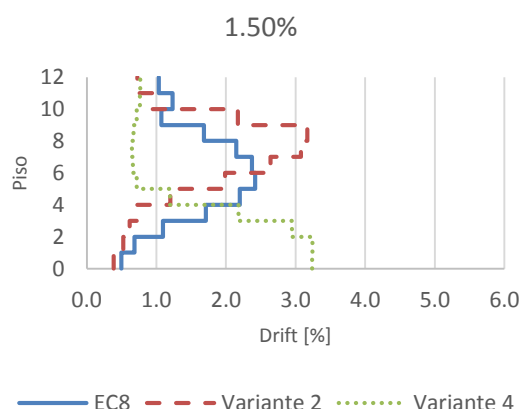


Fig. 5.61 - *Drifts* [%] quando o nó de controlo atinge 1,5% da altura do pórtico (12Y1)

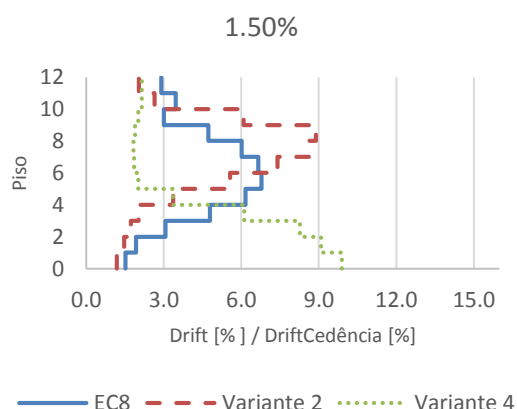


Fig. 5.62 - *Drifts* normalizados quando o nó de controlo atinge 1,5% da altura do pórtico (12Y1)

Segundo a Fig. 5.57, é possível constatar, tal como seria de esperar, que a solução obtida com o EC8 é relativamente mais resistente que as soluções nas duas variantes apresentadas. Para além disso, na Fig. 5.58, verifica-se que os 3 pórticos resistem a 120% do corte basal de cálculo, tal como tinha acontecido para o pórtico 4Y1 e 8Y1.

Na Fig. 5.59 são apresentados os *drifts* quando o nó de controlo, na análise *pushover*, atinge cerca de 0,25% da altura total do pórtico. A menor homogeneidade dos *drifts* acontece no pórtico calculado com a Variante 2 nos últimos andares. De qualquer das formas, os resultados são minimamente favoráveis e estes desvios são reduzidos. No que toca à Fig. 5.60, é possível avaliar que nenhum dos elementos de contraventamento se encontra plastificado e que, de facto, a distribuição de *drifts* em altura é do tipo consola.

Na Fig. 5.61 e Fig. 5.62, são apresentados os *drifts* para o caso onde o nó de controlo tem um deslocamento de cerca de 1,5% da altura do pórtico. Nesse estágio, o pórtico tem um deslocamento no topo de cerca de 0,6375m e, na verdade, não consegue absorver mais corte basal. Verifica-se, aqui, que o EC8 tem a distribuição de *drifts* em altura mais homogénea, sendo seguido de perto pela distribuição de *drifts* da Variante 2. Já no caso da Variante 4, existem largas concentrações de *drifts* nos andares inferiores, isto é, tem largos *drifts* até ao 4º andar e, a partir daí, os *drifts* são consideravelmente reduzidos. Esta situação é relativamente idêntica à situação de *soft-storey* (Fig. 5.18) e posto isto, é possível confirmar que alternar a verificação da sobrerresistência máxima a 125% da sobrerresistência mínima para um nível local conduz a um comportamento sísmico indesejável.

Concluindo, os pórticos dimensionados segundo o EC8 e a Variante 2 apresentam resultados que podem expressar, eventualmente, que o pórtico terá um comportamento sísmico aceitável. Por outro lado, no caso do pórtico dimensionado segundo a Variante 4, os resultados da análise *pushover* mostram que os *drifts* têm uma configuração inaceitável quando o nó de controlo atinge o valor 1,5% da altura total do pórtico.

5.6.4.3. Pórtico 12Y2

Na Fig. 5.63 até a Fig. 5.68 é possível apreciar o comportamento dos pórticos em questão.

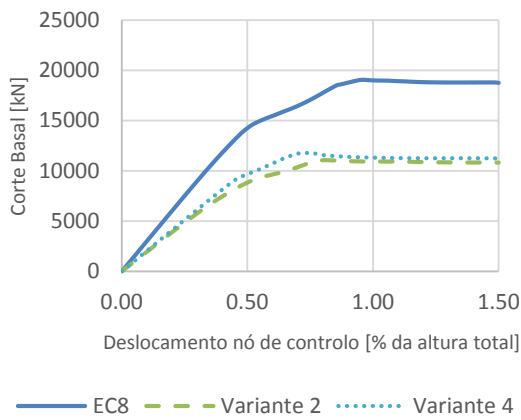


Fig. 5.63 - Corte basal vs deslocamento (12Y2)

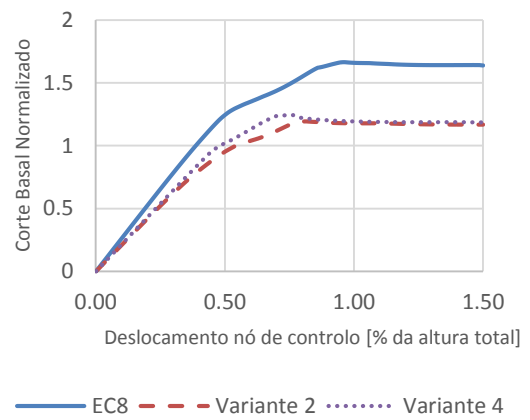


Fig. 5.64 - Corte basal normalizado vs deslocamento (12Y2)

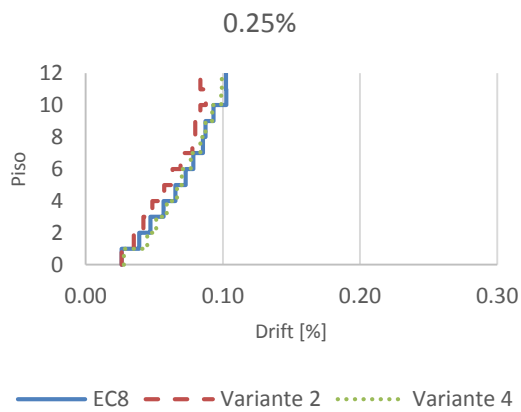


Fig. 5.65 - *Drifts* [%] quando o nó de controle atinge 0,25% da altura do pórtico (12Y2)

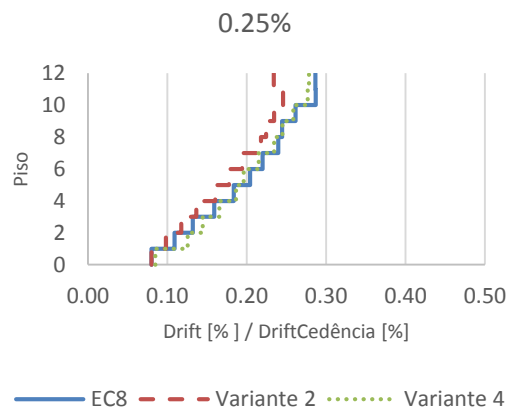


Fig. 5.66 - *Drifts* normalizados quando o nó de controle atinge 0,25% da altura do pórtico (12Y2)

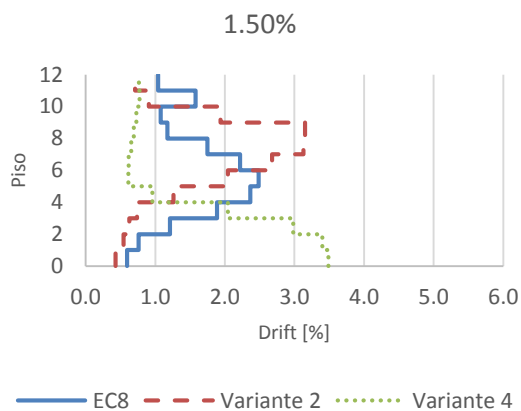


Fig. 5.67 - *Drifts* [%] quando o nó de controle atinge 1,5% da altura do pórtico (12Y2)

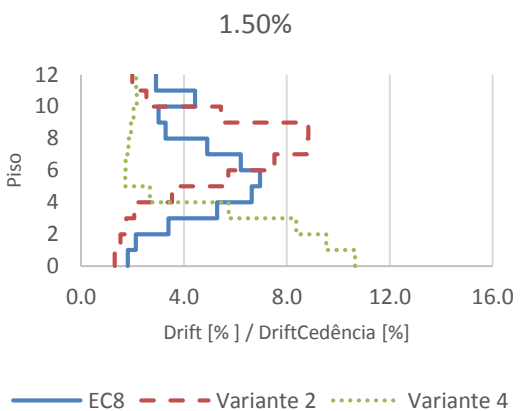


Fig. 5.68 - *Drifts* normalizados quando o nó de controle atinge 1,5% da altura do pórtico (12Y2)

Nas Fig. 5.63 e Fig. 5.64 é possível visualizar os valores de corte basal e corte basal normalizado. Tal como acontece nos casos de 4 e 8 pisos, o corte basal duplica, face ao corte basal dos pórticos 12Y1, pois temos dois vãos de contraventamentos. Já no que toca ao corte basal normalizado, os resultados rondam os 120%, exceto no caso do EC8 onde o coeficiente de comportamento é inferior à unidade, rondando os 165% (Fig. 5.64)

Segundo a Fig. 5.65 e Fig. 5.66, os *drifts* numa fase inicial da análise não-linear revelam uma distribuição em altura aceitável, isto é, sem grandes concentrações de *drifts*. Não existem, tal como no caso dos pórticos 12Y1, grandes divergências entre os 3 casos.

No que toca à situação onde o deslocamento do nó de controlo atinge cerca de 1,5% da altura total do pórtico (Fig. 5.67 e Fig. 5.68), os resultados do EC8 e da Variante 2 são os mais idênticos, revelando eventualmente um aceitável comportamento sísmico, sem qualquer concentração de *drifts*. No caso particular da Variante 4, verifica-se a mesma situação que nos pórticos 12Y1 se verificou, isto é, verifica-se um *soft-storey* que se trata um comportamento inaceitável do pórtico em questão, invalidando assim o dimensionamento, para o pórtico 12Y2, segundo a Variante 4.

Concluindo, os pórticos dimensionados segundo o EC8 e a Variante 2 apresentam resultados que podem expressar, eventualmente, que o pórtico terá um comportamento sísmico aceitável. Por outro lado, no caso do pórtico dimensionado segundo a Variante 4, os resultados da análise *pushover* mostram que os *drifts* têm uma configuração inaceitável quando o nó de controlo atinge o 1,5% da altura total do pórtico, tal como o caso dos pórticos 12Y1.

5.6.4.4. Pórtico 12X2

Na Fig. 5.69 até a Fig. 5.74 é possível apreciar o comportamento dos pórticos em questão.

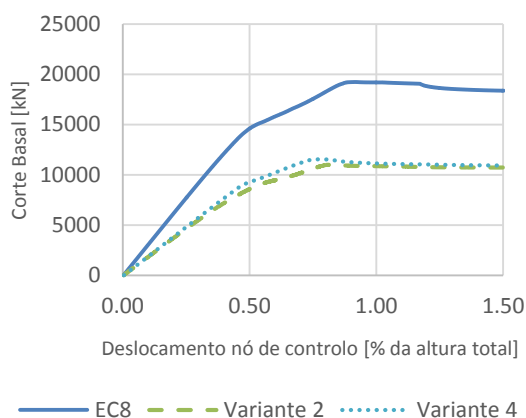


Fig. 5.69 - Corte basal vs deslocamento (12X2)

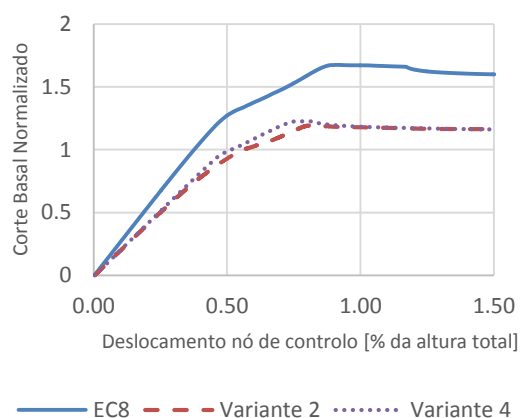


Fig. 5.70 - Corte basal normalizado vs deslocamento (12X2)

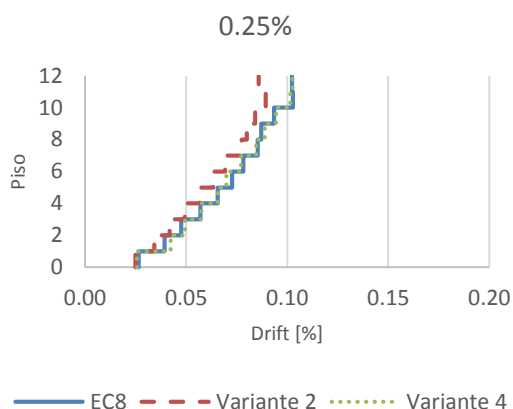


Fig. 5.71 - Drifts [%] quando o nó de controlo atinge 0,25% da altura do pórtico (12X2)

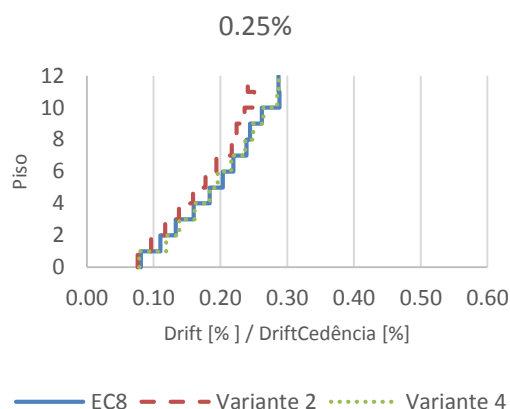


Fig. 5.72 - Drifts normalizados quando o nó de controlo atinge 0,25% da altura do pórtico (12X2)

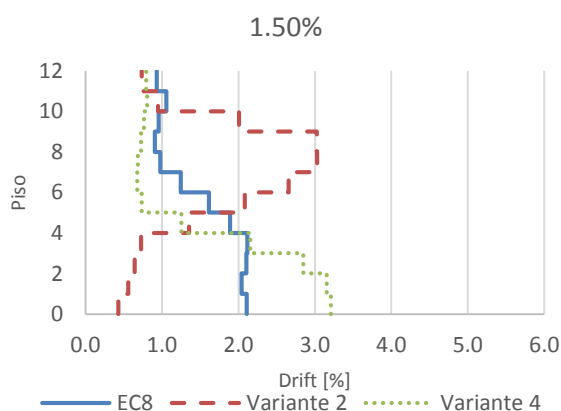


Fig. 5.73 - Drifts [%] quando o nó de controlo atinge 1,5% da altura do pórtico (12X2)

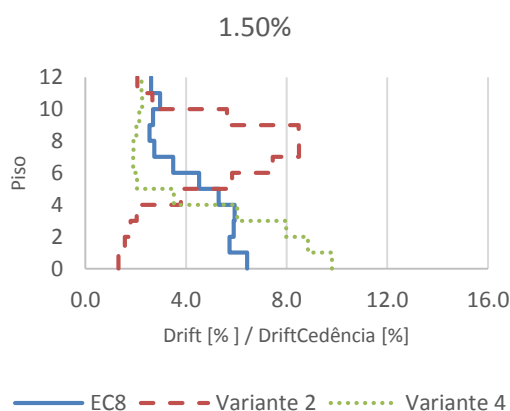


Fig. 5.74 - Drifts normalizados quando o nó de controlo atinge 1,5% da altura do pórtico (12X2)

Nas duas primeiras figuras (Fig. 5.69 e Fig. 5.70), verifica-se, uma vez mais, que a solução obtida com o EC8 é claramente mais resistente, resultando um corte basal relativamente superior aos dos dois casos apresentados (Variante 2 e Variante 4). No que toca ao corte basal normalizado os níveis de sobrerresistência são idênticos aos anteriores (12Y2), mais concretamente, por volta de 120% do valor de corte basal de cálculo para as variantes e 165% para o EC8.

No que toca a *drifts*, para um deslocamento da ordem dos 0,25% (Fig. 5.71 e Fig. 5.72) da altura do pórtico, observa-se que a distribuição de *drifts* em altura é homogénea, tal como se verificou para os outros casos (12Y1 e 12Y2).

Para um deslocamento de 1,5% da altura do pórtico (Fig. 5.73 e Fig. 5.74), mais uma vez o EC8 e a Variante 2 apresentam os melhores resultados pelo que não existe nenhuma concentração exagerada de *drifts* em qualquer andar. A Variante 4 tem a configuração de *drifts* em altura menos apelativa para este caso, apresentando concentrações excessivas nos andares inferiores e valores reduzidos a partir dos andares intermédios o que se traduz numa dissipação de energia não distribuída em altura.

Em jeito de conclusão, pode afirmar-se que os melhores resultados são os obtidos com o dimensionamento segundo o EC8 e que os piores resultados neste pórtico são para a Variante 4, que apresenta uma configuração inaceitável.

5.6.4.5. Principais conclusões para os pórticos de 12 pisos

No subcapítulo 5.6.4 foram apresentados os resultados das análises não-lineares para os pórticos de 12 pisos dimensionados no Capítulo 4.

A primeira conclusão que se pode retirar dos resultados observados é que o EC8 apresenta, tal como seria de esperar e tal como se observa para os pórticos de 4 pisos, uma sobrerigidez e sobrerresistência considerável face às variantes 2 e 4 (variantes onde se verifica a maior poupança de peso em aço para estes pórticos de 8 pisos).

A segunda conclusão é que, de um modo geral, não existem grandes desvios nem concentrações de *drifts* entre o EC8 e a Variante 2. No entanto, para a Variante 4 os resultados da análise não-linear são indesejáveis. Nos 3 pórticos analisados observa-se a formação de um *soft-storey* que abrange, essencialmente, os 3 primeiros andares do pórtico de 12 pisos. Posto isto, ao contrário dos pórticos dimensionados segundo o EC8 e a Variante 2, em que não é possível ter a certeza se o seu comportamento sísmico será de qualidade ou não, é possível concluir que no caso da Variante 4 o comportamento sísmico dos pórticos de 12 pisos será deficiente com alta probabilidade de formação de *soft-storeys*. Pode concluir-se assim que, alterar a limitação das sobrerresistências de um nível global, para um nível local, pode resultar em efeitos negativos para pórticos metálicos contraventados em X de altura média a alta no que toca ao seu comportamento sísmico.

6

CONSIDERAÇÕES FINAIS

6.1. CONCLUSÕES

Deste estudo de dimensionamento sísmico de pórticos contraventados metálicos, conclui-se que as regras estabelecidas no Eurocódigo 8 [1] são, de facto, muito conservativas dotando as estruturas ou pórticos de uma sobrerresistência considerável, que se afasta do comportamento dissipativo esperado para pórticos metálicos com contraventamentos centrados.

A aplicação da metodologia do *Improved Force-Based Design* [2] mostra, para os vários casos considerados que, recorrendo a um coeficiente de comportamento determinado de forma simplificada, é possível ter em conta que os pórticos dimensionados segundo o EC8 na zona de Lisboa e em condições semelhantes às do presente trabalho não terão, na verdade, necessidade de recorrer às suas propriedades dissipativas pois o seu dimensionamento resulta em pórticos bastante resistentes.

Qualquer uma das variantes propostas ao regulamento sísmico Europeu, que se basearam em alterar as verificações do regulamento em relação ao elemento de contraventamento crítico (do último andar) ou da verificação de sobrerresistências máxima e mínima, conduzem a uma poupança de peso de aço estrutural e a coeficiente de comportamento mais racionais do que as soluções obtidas seguindo todas as prescrições do regulamento. No entanto, com base no estudo realizado, torna-se claro que o elemento de contraventamento do último andar tem uma preponderância na solução final muito importante e que, quando se despreza este elemento de contraventamento na verificação global de sobrerresistências, pode-se poupar o maior volume em aço estrutural na solução final. A alteração do limite de esbelteza superior para 2,5 também conduz, de um modo geral, a bons resultados no que toca à poupança de aço estrutural.

Também foi possível concluir que quando se utilizam vários vãos/alinhamentos de contraventamento, as soluções obtidas tornam-se cada vez mais irracionais à medida que o número de vãos/alinhamentos de contraventamento aumenta.

No que toca às análises não-lineares, que serviram para validar ou não as variantes propostas, foi possível concluir que as variantes que se focam na alteração das verificações do elemento de contraventamento localizado no topo da estrutura são aquelas que apresentam melhores resultados. Por seu lado, a Variante que altera a limitação da sobrerresistência máxima 125% da sobrerresistência mínima a nível local mostra, para as estruturas de 12 pisos, resultados não-lineares relativamente pobres sendo por isso possível concluir que alterar a verificação global de sobrerresistência para uma verificação local pode resultar em efeitos claramente negativos às estruturas em consideração, apesar da poupança de peso de material observada.

6.2. RECOMENDAÇÕES PARA TRABALHO FUTURO

As recomendações para trabalho futuro passam essencialmente pelo aprofundar das análises não-lineares propondo-se então a realização de análises não-lineares dinâmicas. Com estas análises será possível afirmar se as Variantes que mostram potencial nas análises *pushover*, se comportam de uma forma aceitável quando sujeitas a uma análise dinâmica. Mais concretamente, para os pórticos de 4 e 8 pisos devem ser levadas a cabo análises não-lineares dinâmicas para os pórticos dimensionados segundo a Variante 1 e a Variante 2 pois estes pórticos mostram, segundo a análise *pushover* que o seu comportamento sísmico tem potencial para ser aceitável. No caso das estruturas de 12 pisos, apenas deve ser estudado o pórtico resultante da Variante 2 (onde se despreza o elemento de contraventamento superior). Tal como aqui foi demonstrado, esta “pequena” alteração ao regulamento pode trazer vantagens significativas em termos de poupança de material.

BIBLIOGRAFIA

- [1] Instituto Português da Qualidade, NP EN 1998-1, Eurocódigo 8 - Projecto de estruturas para resistência aos sismos. Parte 1: Regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios, Caparica: Instituto Português da Qualidade, 2010.
- [2] J. M. Castro, A. Villani e A. Y. Elghazouli, Nova metodologia de dimensionamento sísmico de pórticos metálicos, Porto, 2009.
- [3] PEER, "OpenSEES: Open System for Earthquake Engineering Simulation," Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, CA, 2006.
- [4] A. Y. Elghazouli, Seismic Design of Buildings to Eurocode 8, London: Spon Press, 2009.
- [5] DegenkolbEngineers. [Online]. Available: <http://www.youtube.com/watch?v=H6sLvSE7SVc>.
- [6] M. N. Fardis, E. Carvalho, A. Elnashai, E. Faccioli, P. Pinto e A. Plumier, Designers' Guide to EN 1998-1 and EN 1998-5 Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance. General rules, seismic actions, design rules for buildings, foundations and retaining structures, London: Thomas Telford, 2005.
- [7] Instituto Português da Qualidade, NP EN 1993-1-1, Eurocódigo 3 - Projecto de estruturas de aço. Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios, Caparica: Instituto Português da Qualidade, 2010.
- [8] R. W. Clough e J. Penzien, "11-5 ORTHOGONALITY CONDITIONS," em *DYNAMICS OF STRUCTURES*, United States of America, Computers & Structures, Inc., 2003, pp. 211-212.
- [9] N. d. S. Lopes, ESTUDO COMPARATIVO SOBRE O DIMENSIONAMENTO SÍSMICO DE PÓRTICOS METÁLICOS SIMPLES E CONTRAVENTADOS, Porto: Mestrado Integrado em Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2011.
- [10] A. Y. Elghazouli, "Seismic design procedures for concentrically braced frames," *Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Structures & Buildings* 156, p. 381-394, 2003.
- [11] Instituto Português da Qualidade, NP EN 1990, Eurocódigo 0 - Bases para o projecto de estruturas, Caparica: Instituto Português da Qualidade, 2002.
- [12] AUTODESK, "Robot Structural Analysis Professional".
- [13] G. Brandonisio, M. Toreno, E. Grande, E. Mele e A. De Luca, "Seismic design of concentric braced frames," *Journal of Constructional Steel Research* 78, pp. 22-37, 2012.
- [14] H. Krawinkler e G. D. P. K. Seneviratna, "Pros and cons of a pushover analysis of seismic performance evaluation," *Engineering structures*, vol. 20(4), pp. 452-464, 1998.
- [15] S. Antoniou e R. Pinho, "Advantages and limitations of adaptive and non-adaptive force-based pushover procedures," *Journal of Earthquake Engineering*, vol. 8(04), pp. 497-522, 2004.
- [16] A. Guedes, DIMENSIONAMENTO E COMPORTAMENTO SÍSMICO DE SISTEMAS METÁLICOS DUAIS, Porto: Mestrado Integrado em Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2011.

- [17] R. C. Barros e R. Almeida, "Pushover analysis of asymmetric three-dimensional building frames," *Journal of Civil Engineering and Management*, Vols. %1 de %2Vol XI,No1, pp. 3-12, 2005.
- [18] Wikipedia, [Online]. Available: http://en.wikipedia.org/wiki/Tool_Command_Language. [Acedido em Julho 2013].
- [19] S. Mazzoni, F. McKenna, M. H. Scott, G. L. Fenves e e. al., *OpenSees Command Language Manual*, California, 2006.
- [20] "Wikipedia," [Online]. Available: http://en.wikipedia.org/wiki/Exception_handling. [Acedido em Julho 2013].
- [21] A. Ghali, A. M. Neville e T. G. Brown, "Newton-Raphson's technique: solution of nonlinear equations," em *STRUCTURAL ANALYSIS - A UNIFIED CLASSICAL AND MATRIX APPROACH*, Londres , SPON TEXT, 2009, pp. 686-689.
- [22] A. Longo, R. Montuori e V. Piluso, "Failure Mode Control of X-Braced Frames Under Seismic Actions," *Journal of Earthquake Engineering*, pp. 728-759, 2008.
- [23] [Online]. Available: www.simulia.com. [Acedido em Julho 2013].

ANEXOS

AN.1 – PÓRTICO 4Y1

EC8

Quadro AN. 1 – Esforços nos elementos de contraventamento e características gerais de cálculo

Piso	Seção	$\bar{\lambda}$	T_1 (s)	V_{el} (kN)	q	V_{d} (kN)	$N_{pl,Rd}$ (kN)	N_{Ed} (kN)	Ω	$\frac{\Omega_{max}}{\Omega_{min}}$
1	HE280B	1.45	0.90	4747.10	1.49	3177.05	3613.50	3602.23	1.00	1.17
2	HE240B	1.65					2915.00	2912.57	1.00	
3	HE240A	1.68					2112.00	2091.93	1.01	
4	HE220AA	1.86					1416.25	1210.06	1.17	

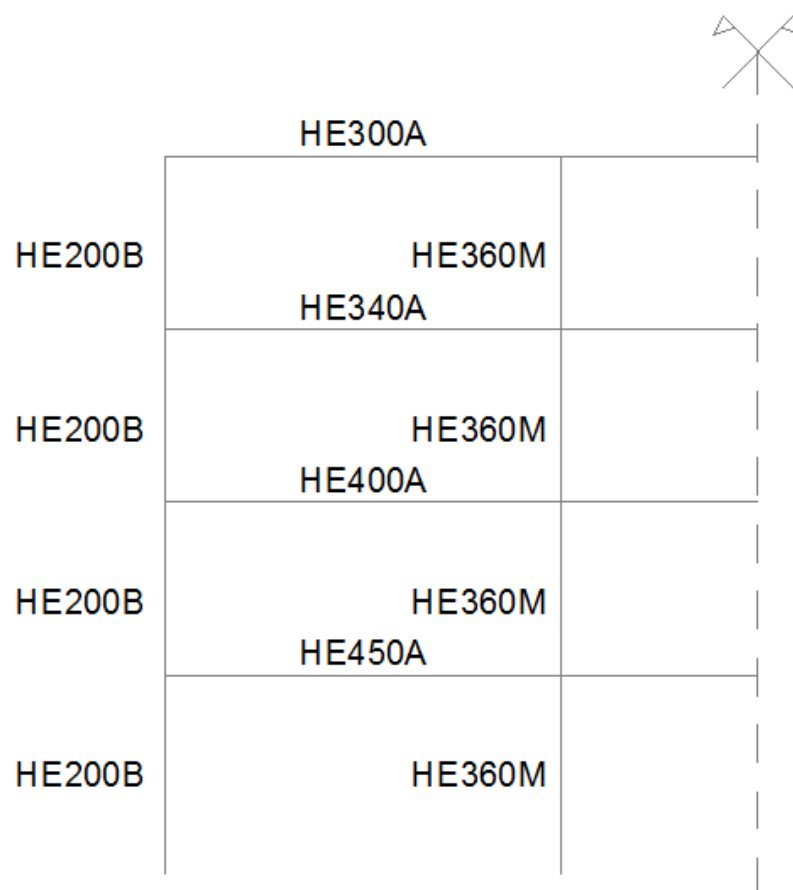


Fig. AN. 1 – Resultado final do pórtico gravítico

Variante 1

Quadro AN. 2 - Esforços nos elementos de contraventamento e características gerais de cálculo

Piso	Seção	$\bar{\lambda}$	T_1 (s)	V_{el} (kN)	q	V_d (kN)	$N_{pl,Rd}$ (kN)	N_{Ed} (kN)	Ω	$\frac{\Omega_{max}}{\Omega_{min}}$
1	HE220B	1.84	1.04	4244.01	1.91	2218.75	2502.50	2495.55	1.00	1.22
2	HE200B	1.98					2147.75	2034.36	1.06	
3	HE200A	2.02					1479.50	1423.41	1.04	
4	HE180AA	2.25					1003.75	825.59	1.22	

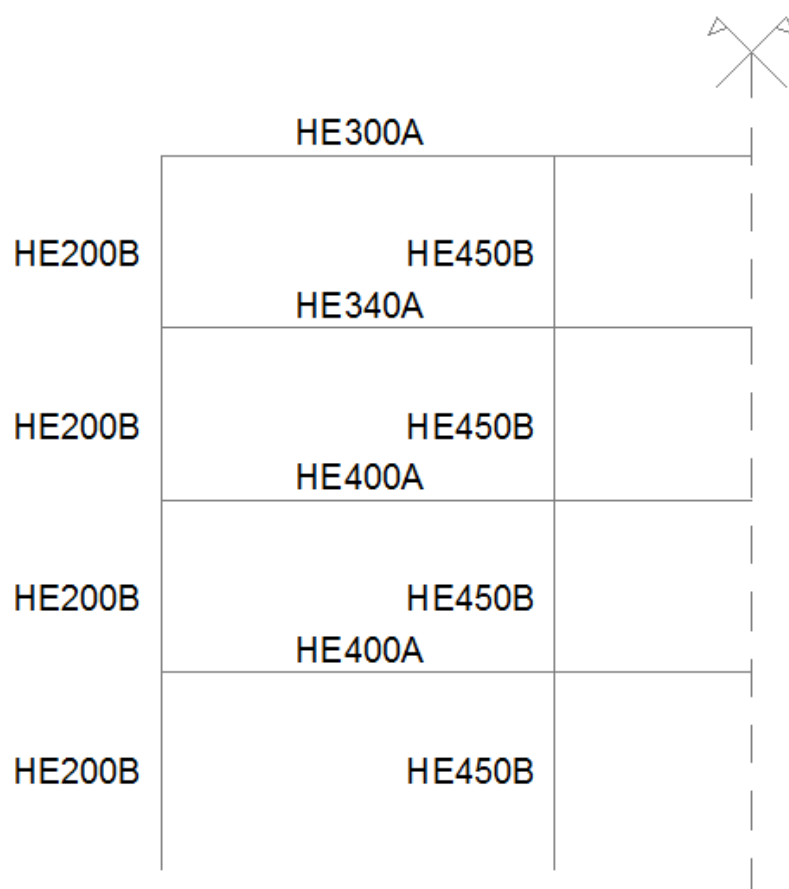


Fig. AN. 2 - Resultado final do pórtico gravítico

Variante 2

Quadro AN. 3 - Esforços nos elementos de contraventamento e características gerais de cálculo

Piso	Seção	$\bar{\lambda}$	T_1 (s)	V_{el} (kN)	q	V_{d} (kN)	$N_{pl,Rd}$ (kN)	N_{Ed} (kN)	Ω	$\frac{\Omega_{max}}{\Omega_{min}}$
1	HE260A	1.59	1.08	4158.77	2.10	1975.99	2387.00	2231.79	1.07	1.15
2	HE220A	1.83					1768.25	1763.85	1.00	
3	HE220AA	1.86					1416.25	1227.02	1.15	
4	HE220AA	1.86					1416.25	714.00	1.98	

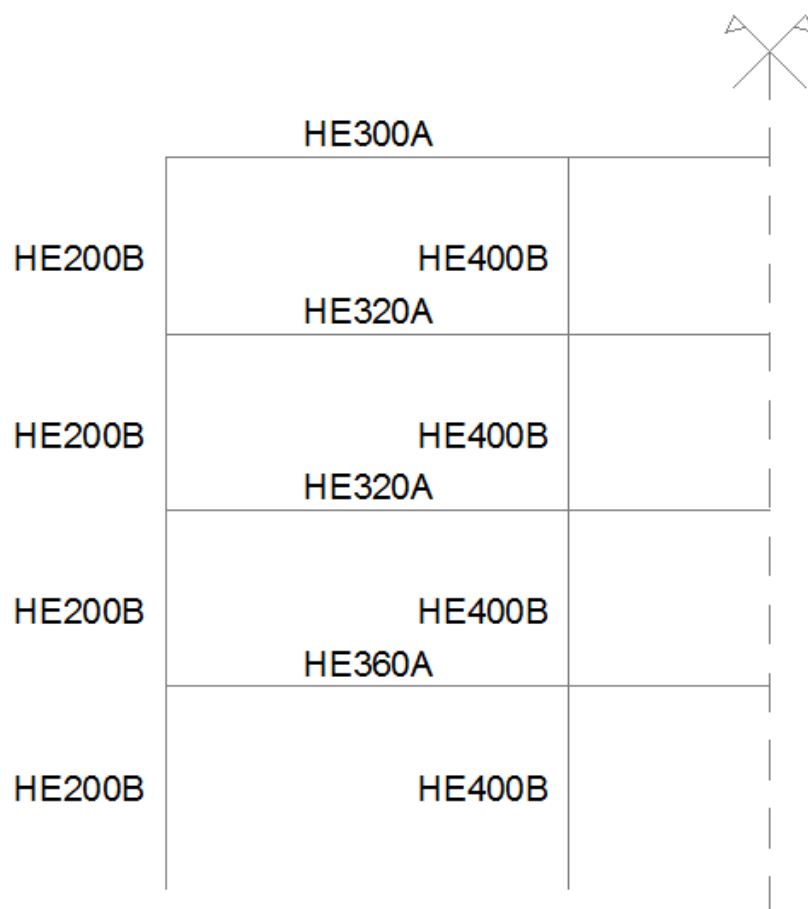


Fig. AN. 3 - Resultado final do pórtico gravítico

Variante 3

Quadro AN. 4 - Esforços nos elementos de contraventamento e características gerais de cálculo

Piso	Seção	$\bar{\lambda}$	T_1 (s)	V_{el} (kN)	q	V_d (kN)	$N_{pl,Rd}$ (kN)	N_{Ed} (kN)	Ω	$\frac{\Omega_{max}}{\Omega_{min}}$
1	HE300A	1.38	0.96	4520.96	1.73	2618.20	3093.75	2963.89	1.04	1.43
2	HE260A	1.55					2387.00	2382.01	1.00	
3	HE220A	1.83					1768.25	1682.85	1.05	
4	HE220AA	1.86					1416.25	987.69	1.43	

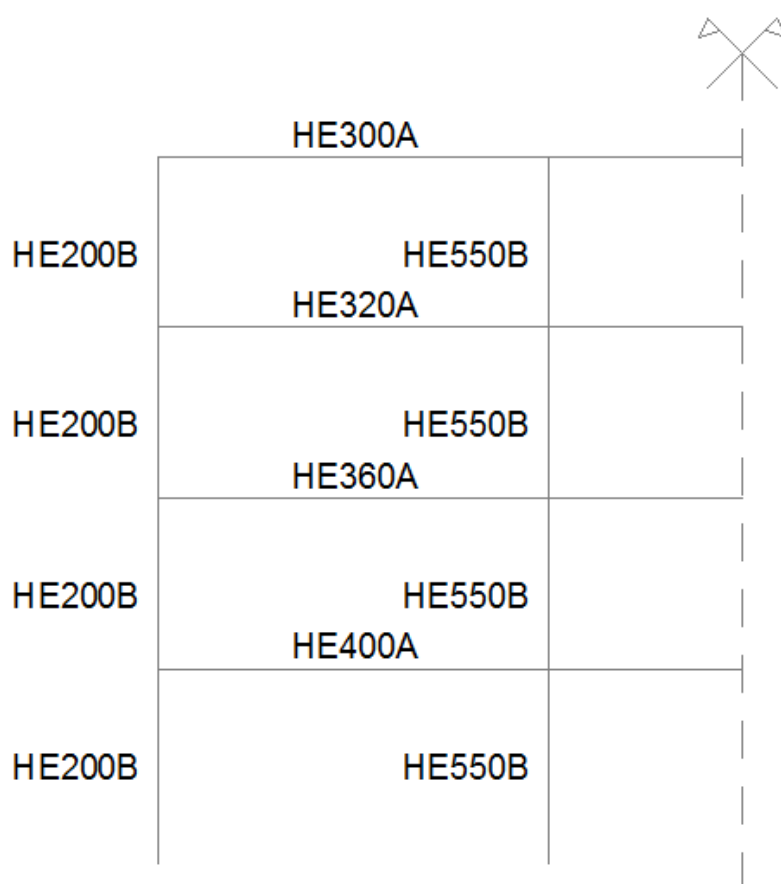


Fig. AN. 4 - Resultado final do pórtico gravítico

Variante 4

Quadro AN. 5 - Esforços nos elementos de contraventamento e características gerais de cálculo

Piso	Seção	$\bar{\lambda}$	T_1 (s)	V_{el} (kN)	q	V_{d} (kN)	$N_{pl,Rd}$ (kN)	N_{Ed} (kN)	Ω	$\frac{\Omega_{max}}{\Omega_{min}}$
1	HE260B	1.57	0.91	4719.57	1.63	2888.85	3256.00	3251.15	1.00	1.09
2	HE240B	1.65					2915.00	2662.52	1.09	1.12
3	HE240A	1.68					2112.00	1892.97	1.12	1.19
4	HE220AA	1.86					1416.25	1086.43	1.30	1.16

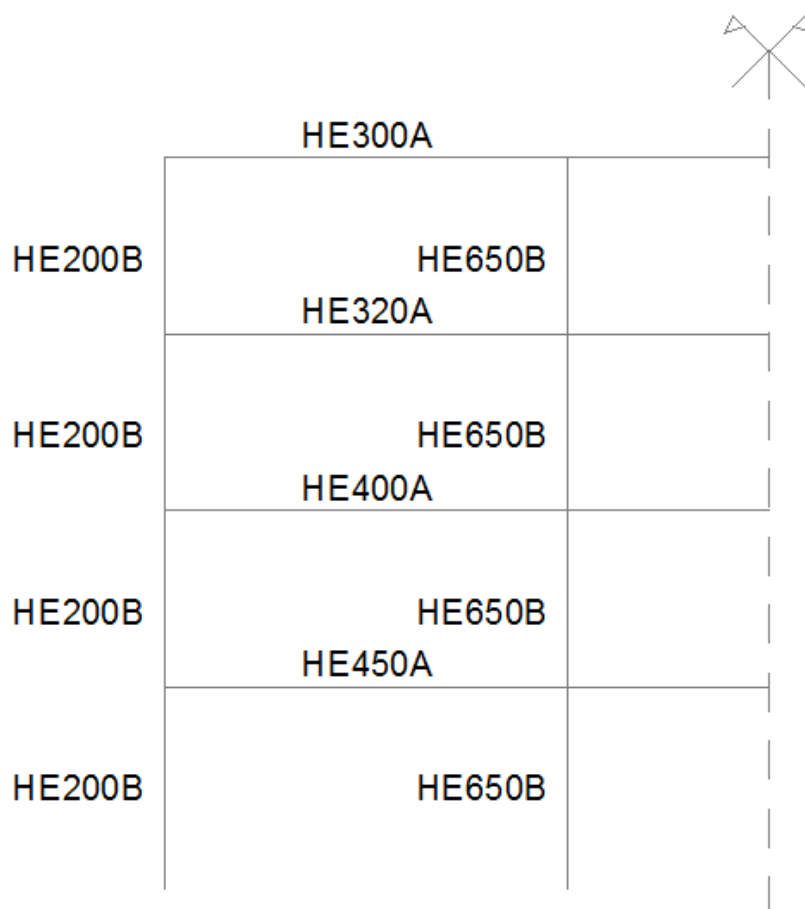


Fig. AN. 5 - Resultado final do pórtico gravítico

AN.2 – PÓRTICO 4Y2

EC8

Quadro AN. 6 - Esforços nos elementos de contraventamento e características gerais de cálculo

Piso	Seção	$\bar{\lambda}$	T_1 (s)	V_{el} (kN)	q	V_d (kN)	$N_{pl,Rd}$ (kN)	N_{Ed} (kN)	Ω	$\frac{\Omega_{max}}{\Omega_{min}}$
1(1º vão)	HE280B	1.45	0.64	5925.54	1.00	5925.54	3613.50	3531.95	1.02	1.19
2(1º vão)	HE240B	1.65					2915.00	2882.91	1.01	
3(1º vão)	HE240A	1.68					2112.00	2103.97	1.00	
4(1º vão)	HE220AA	1.86					1416.25	1215.30	1.17	
1(2º vão)	HE280B	1.45					3613.50	3405.26	1.06	
2(2º vão)	HE240B	1.65					2915.00	2806.32	1.04	
3(2º vão)	HE240A	1.68					2112.00	2051.79	1.03	
4(2º vão)	HE220AA	1.86					1416.25	1181.24	1.20	

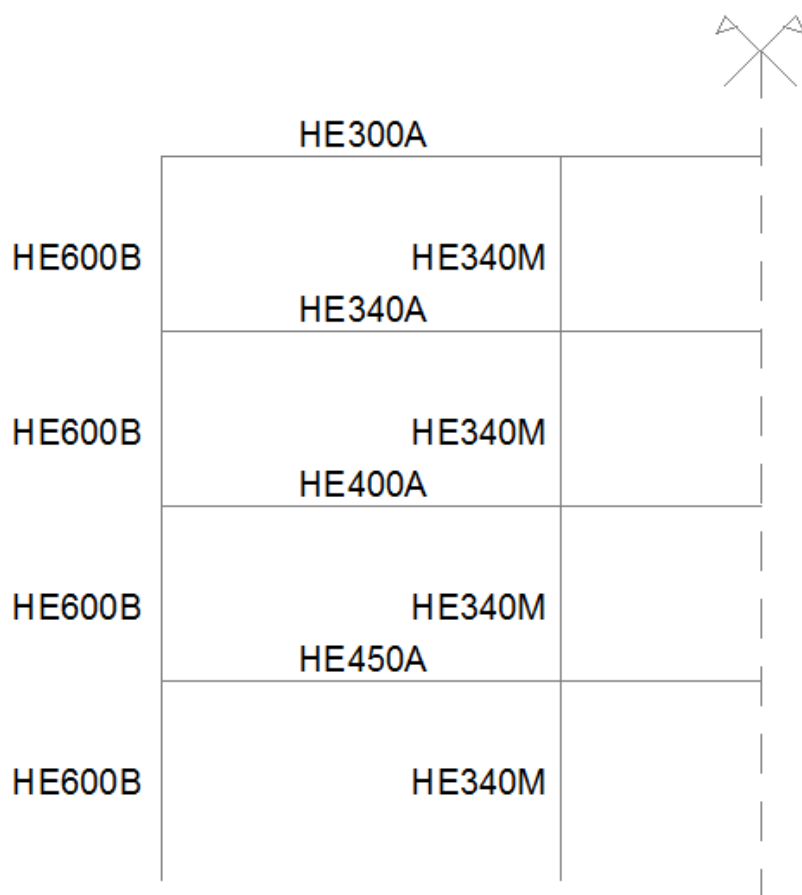


Fig. AN. 6 - Resultado final do pórtico gravítico

Variante 1

Quadro AN. 7 - Esforços nos elementos de contraventamento e características gerais de cálculo

Piso	Seção	$\bar{\lambda}$	T_1 (s)	V_{el} (kN)	q	V_d (kN)	$N_{pl,Rd}$ (kN)	N_{Ed} (kN)	Ω	$\frac{\Omega_{max}}{\Omega_{min}}$
1(1º vão)	HE220B	1.84	0.75	5418.78	1.26	4314.95	2502.50	2442.32	1.02	1.22
2(1º vão)	HE200B	1.98					2147.75	2042.62	1.05	
3(1º vão)	HE200A	2.02					1479.50	1475.82	1.00	
4(1º vão)	HE180AA	2.25					1003.75	831.73	1.21	
1(2º vão)	HE220B	1.84					2502.50	2405.14	1.04	
2(2º vão)	HE200B	1.98					2147.75	2018.73	1.06	
3(2º vão)	HE200A	2.02					1479.50	1460.33	1.01	
4(2º vão)	HE180AA	2.25					1003.75	821.48	1.22	

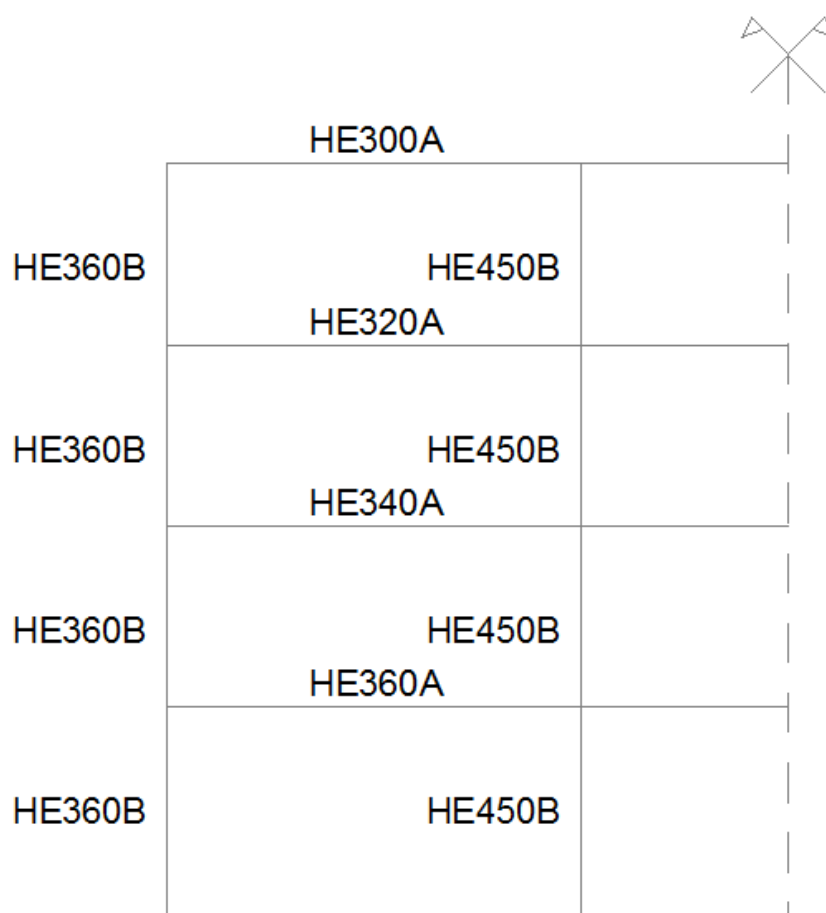


Fig. AN. 7 - Resultado final do pórtico gravítico

Variante 2

Quadro AN. 8 - Esforços nos elementos de contraventamento e características gerais de cálculo

Piso	Seção	$\bar{\lambda}$	T_1 (s)	V_{el} (kN)	q	V_d (kN)	$N_{pl,Rd}$ (kN)	N_{Ed} (kN)	Ω	$\frac{\Omega_{max}}{\Omega_{min}}$
1(1º vão)	HE220B	1.84	0.77	5418.78	1.41	3851.36	2387.00	2160.65	1.10	1.13
2(1º vão)	HE200B	1.98					1768.25	1767.05	1.00	
3(1º vão)	HE200A	2.02					1416.25	1268.33	1.12	
4(1º vão)	HE180AA	2.25					1416.25	710.75	1.99	
1(2º vão)	HE220B	1.84					2387.00	2135.03	1.12	
2(2º vão)	HE200B	1.98					1768.25	1752.89	1.01	
3(2º vão)	HE200A	2.02					1416.25	1257.80	1.13	
4(2º vão)	HE180AA	2.25					1416.25	700.62	2.02	

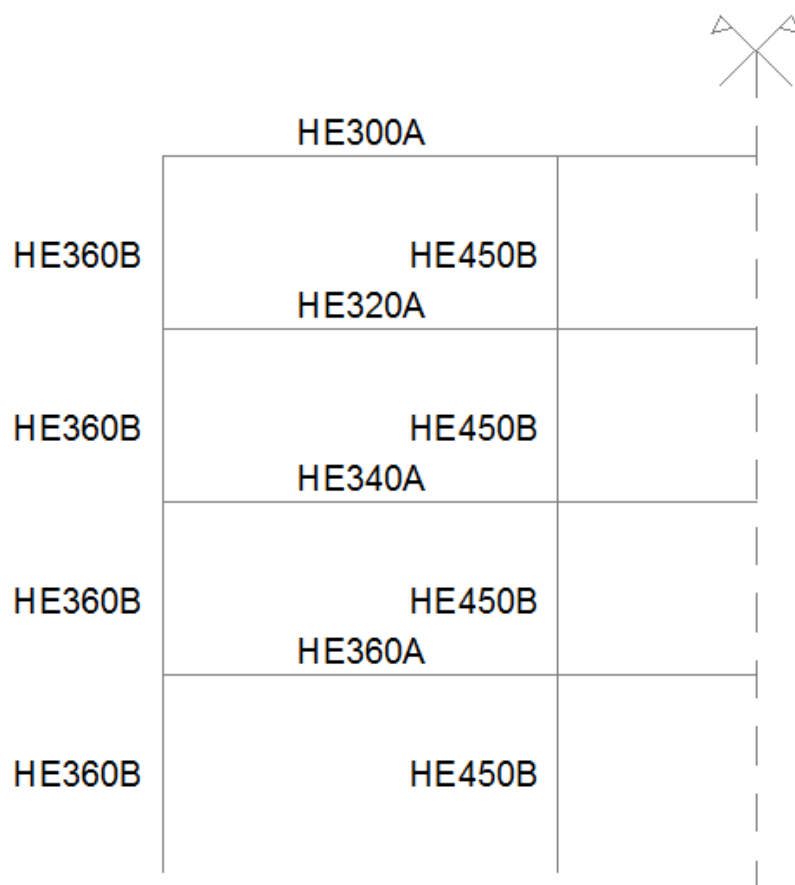


Fig. AN. 8 - Resultado final do pórtico gravítico

Variante 3

Quadro AN. 9 - Esforços nos elementos de contraventamento e características gerais de cálculo

Piso	Seção	$\bar{\lambda}$	T_1 (s)	V_{el} (kN)	q	V_d (kN)	$N_{pl,Rd}$ (kN)	N_{Ed} (kN)	Ω	$\frac{\Omega_{max}}{\Omega_{min}}$
1(1º vão)	HE260A	1.59	0.69	5860.06	1.16	5064.98	3093.75	2876.62	1.08	1.45
2(1º vão)	HE220A	1.83					2387.00	2380.85	1.00	
3(1º vão)	HE220AA	1.86					1768.25	1727.65	1.02	
4(1º vão)	HE220AA	1.86					1416.25	983.65	1.44	
1(2º vão)	HE260A	1.59					3093.75	2844.99	1.09	
2(2º vão)	HE220A	1.83					2387.00	2362.68	1.01	
3(2º vão)	HE220AA	1.86					1768.25	1715.08	1.03	
4(2º vão)	HE220AA	1.86					1416.25	973.9	1.45	

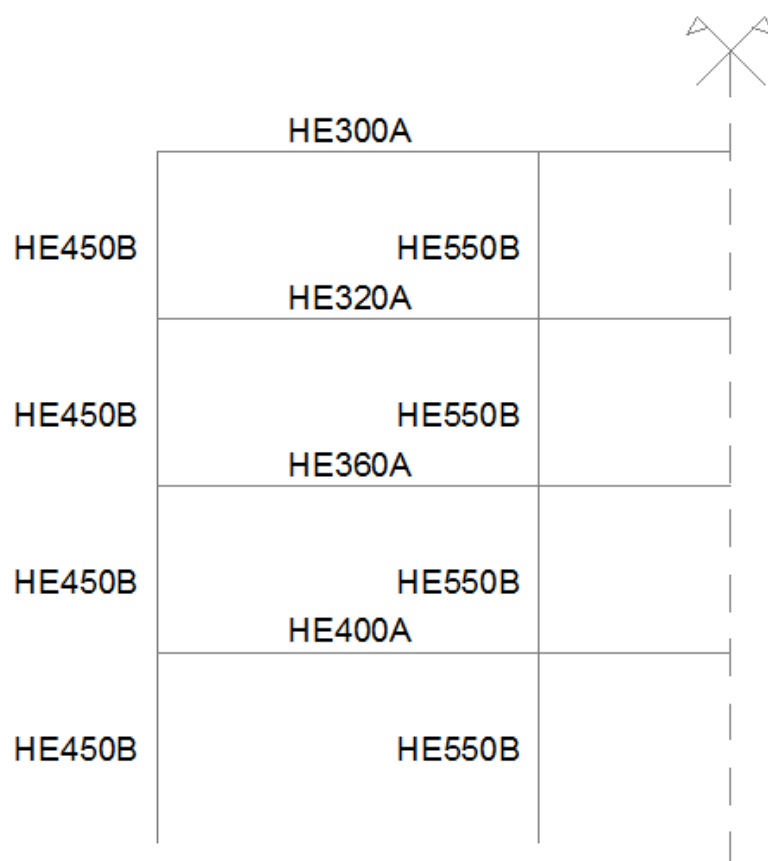


Fig. AN. 9 - Resultado final do pórtico gravítico

Variante 4

Quadro AN. 10 - Esforços nos elementos de contraventamento e características gerais de cálculo

Piso	Seção	$\bar{\lambda}$	T_1 (s)	V_{el} (kN)	q	V_d (kN)	$N_{pl,Rd}$ (kN)	N_{Ed} (kN)	Ω	$\frac{\Omega_{max}}{\Omega_{min}}$
1(1º vão)	HE260B	1.57	0.65	5948.05	1.04	5715.45	3256.00	3247.84	1.00	1.09
2(1º vão)	HE240B	1.65					2915.00	2714.15	1.07	1.09
3(1º vão)	HE240A	1.68					2112.00	1974.84	1.07	1.22
4(1º vão)	HE220AA	1.86					1416.25	1108.59	1.28	1.22
1(2º vão)	HE260B	1.57					3256.00	3178.71	1.02	
2(2º vão)	HE240B	1.65					2915.00	2668.71	1.09	
3(2º vão)	HE240A	1.68					2112.00	1944.21	1.09	
4(2º vão)	HE220AA	1.86					1416.25	1088.69	1.30	

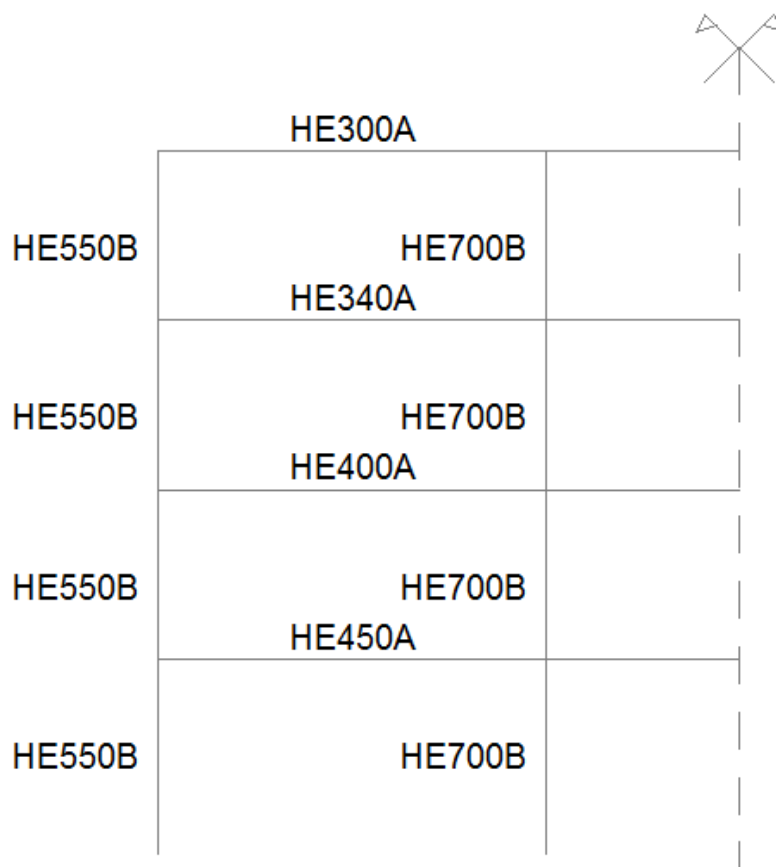



Fig. AN. 10 - Resultado final do pórtico gravítico

AN.3 – PÓRTICO 4X2

EC8

Quadro AN. 11 - Esforços nos elementos de contraventamento e características gerais de cálculo

Piso	Seção	$\bar{\lambda}$	T_1 (s)	V_{el} (kN)	q	V_{d} (kN)	$N_{pl,Rd}$ (kN)	N_{Ed} (kN)	Ω	$\frac{\Omega_{max}}{\Omega_{min}}$
1(1º vão)	HE280B	1.45	0.65	5880.73	1.00	5880.73	3613.50	3364.4	1.07	1.25
2(1º vão)	HE240B	1.65					2915.00	2851.76	1.02	
3(1º vão)	HE240A	1.68					2112.00	2109.81	1.00	
4(1º vão)	HE220AA	1.86					1416.25	1145.21	1.24	
1(2º vão)	HE280B	1.45					3613.50	3298.91	1.10	
2(2º vão)	HE240B	1.65					2915.00	2812.12	1.04	
3(2º vão)	HE240A	1.68					2112.00	2082.77	1.01	
4(2º vão)	HE220AA	1.86					1416.25	1127.55	1.26	




	HE300A	HE300A	HE300A
HE450B	HE450M HE340A	HE260B HE340A	HE260B HE340A
HE450B	HE450M HE400A	HE260B HE400A	HE260B HE400A
HE450B	HE450M HE450A	HE260B HE450A	HE260B HE450A
HE450B	HE450M	HE260B	HE260B

Fig. AN. 11 - Resultado final do pórtico gravítico

Variante 1

Quadro AN. 12 - Esforços nos elementos de contraventamento e características gerais de cálculo

Piso	Seção	$\bar{\lambda}$	T_1 (s)	V_{el} (kN)	q	V_d (kN)	$N_{pl,Rd}$ (kN)	N_{Ed} (kN)	Ω	$\frac{\Omega_{max}}{\Omega_{min}}$
1(1º vão)	HE220B	1.84	0.75	5482.78	1.27	4306.11	2502.50	2428.84	1.03	1.22
2(1º vão)	HE200B	1.98					2147.75	2036.61	1.05	
3(1º vão)	HE200A	2.02					1479.50	1472.92	1.00	
4(1º vão)	HE180AA	2.25					1003.75	828.23	1.21	
1(2º vão)	HE220B	1.84					2502.50	2406.75	1.04	
2(2º vão)	HE200B	1.98					2147.75	2022.23	1.06	
3(2º vão)	HE200A	2.02					1479.50	1463.53	1.01	
4(2º vão)	HE180AA	2.25					1003.75	822	1.22	




	HE300A	HE300A	HE300A
HE320B	HE500B HE320A	HE260B HE320A	HE260B HE320A
HE320B	HE500B HE340A	HE260B HE340A	HE260B HE340A
HE320B	HE500B HE400A	HE260B HE400A	HE260B HE400A
HE320B	HE500B	HE260B	HE260B

Fig. AN. 12 - Resultado final do pórtico gravítico

Variante 2

Quadro AN. 13 - Esforços nos elementos de contraventamento e características gerias de cálculo

Piso	Seção	$\bar{\lambda}$	T_1 (s)	V_{el} (kN)	q	V_d (kN)	$N_{pl,Rd}$ (kN)	N_{Ed} (kN)	Ω	$\frac{\Omega_{max}}{\Omega_{min}}$
1(1º vão)	HE260A	1.59	0.79	5356.66	1.42	3776.01	2387.00	2110.36	1.13	1.12
2(1º vão)	HE220A	1.83					1768.25	1757.9	1.01	
3(1º vão)	HE220AA	1.86					1416.25	1266.27	1.12	
4(1º vão)	HE220AA	1.86					1416.25	676.95	2.09	
1(2º vão)	HE260A	1.59					2387.00	2122.49	1.12	
2(2º vão)	HE220A	1.83					1768.25	1764.62	1.00	
3(2º vão)	HE220AA	1.86					1416.25	1271.27	1.11	
4(2º vão)	HE220AA	1.86					1416.25	681.77	2.08	



	HE300A	HE300A	HE300A
HE300B	HE360B HE320A	HE260B HE320A	HE260B HE320A
HE300B	HE360B HE320A	HE260B HE320A	HE260B HE320A
HE300B	HE360B HE340A	HE260B HE340A	HE260B HE340A
HE300B	HE360B	HE260B	HE260B

Fig. AN. 13 - Resultado final do pórtico gravítico

Variante 3

Quadro AN. 14 - Esforços nos elementos de contraventamento e características gerais de cálculo

Piso	Seção	$\bar{\lambda}$	T_1 (s)	V_{el} (kN)	q	V_d (kN)	$N_{pl,Rd}$ (kN)	N_{Ed} (kN)	Ω	$\frac{\Omega_{max}}{\Omega_{min}}$
1(1º vão)	HE300A	1.38	0.73	5846.78	1.17	5003.21	3093.75	2816.12	1.10	1.50
2(1º vão)	HE260A	1.55					2387.00	2377.84	1.00	
3(1º vão)	HE220A	1.83					1768.25	1743.2	1.01	
4(1º vão)	HE220AA	1.86					1416.25	944.83	1.50	
1(2º vão)	HE300A	1.38					3093.75	2789.39	1.11	
2(2º vão)	HE260A	1.55					2387.00	2362.34	1.01	
3(2º vão)	HE220A	1.83					1768.25	1732.41	1.02	
4(2º vão)	HE220AA	1.86					1416.25	942.44	1.50	




	HE300A	HE300A	HE300A
HE400B	HE500B HE320A	HE260B HE320A	HE260B HE320A
HE400B	HE500B HE360A	HE260B HE360A	HE260B HE360A
HE400B	HE500B HE400A	HE260B HE400A	HE260B HE400A
HE400B	HE500B	HE260B	HE260B

Fig. AN. 14 - Resultado final do pórtico gravítico

Variante 4

Quadro AN. 15 - Esforços nos elementos de contraventamento e características gerias de cálculo

Piso	Seção	$\bar{\lambda}$	T_1 (s)	V_{el} (kN)	q	V_d (kN)	$N_{pl,Rd}$ (kN)	N_{Ed} (kN)	Ω	$\frac{\Omega_{max}}{\Omega_{min}}$
1(1º vão)	HE260B	1.57	0.66	5930.84	1.03	5730.92	3256.00	3241.43	1.00	1.08
2(1º vão)	HE240B	1.65					2915.00	2735.19	1.07	1.08
3(1º vão)	HE240A	1.68					2112.00	2017.31	1.05	1.25
4(1º vão)	HE220AA	1.86					1416.25	1093.9	1.29	1.25
1(2º vão)	HE260B	1.57					3256.00	3171.99	1.03	
2(2º vão)	HE240B	1.65					2915.00	2689.56	1.08	
3(2º vão)	HE240A	1.68					2112.00	1986.55	1.06	
4(2º vão)	HE220AA	1.86					1416.25	1073.91	1.32	



	HE300A	HE300A	HE300A
HE450B	HE600B HE340A	HE260B HE340A	HE260B HE340A
HE450B	HE600B HE400A	HE260B HE400A	HE260B HE400A
HE450B	HE600B HE450A	HE260B HE450A	HE260B HE450A
HE450B	HE600B	HE260B	HE260B


Fig. AN. 15 - Resultado final do pórtico gravítico

AN.4 – PÓRTICO 4X4

EC8

Quadro AN. 16 - Esforços nos elementos de contraventamento e características gerais de cálculo

Piso	Seção	$\bar{\lambda}$	T_1 (s)	V_{el} (kN)	q	V_{d} (kN)	$N_{pl,Rd}$ (kN)	N_{Ed} (kN)	Ω	$\frac{\Omega_{max}}{\Omega_{min}}$
1(1º vão)	HE300B	1.36	0.41	5870.92	1.00	5870.92	4100.25	2894.61	1.42	1.21
2(1º vão)	HE280B	1.42					3613.50	2332.17	1.55	
3(1º vão)	HE280A	1.44					2675.75	1673.71	1.60	
4(1º vão)	HE220AA	1.86					1416.25	884.36	1.60	
1(2º vão)	HE300B	1.36					4100.25	2790.78	1.47	
2(2º vão)	HE280B	1.42					3613.50	2523.29	1.43	
3(2º vão)	HE280A	1.44					2675.75	1942.40	1.38	
4(2º vão)	HE220AA	1.86					1416.25	1072.92	1.32	
1(3º vão)	HE300B	1.36					4100.25	2884.83	1.42	
2(3º vão)	HE280B	1.42					3613.50	2311.44	1.56	
3(3º vão)	HE280A	1.44					2675.75	1669.21	1.60	
4(3º vão)	HE220AA	1.86					1416.25	884.16	1.60	
1(4º vão)	HE300B	1.36					4100.25	2724.40	1.51	
2(4º vão)	HE280B	1.42					3613.50	2447.90	1.48	
3(4º vão)	HE280A	1.44					2675.75	1877.52	1.43	
4(4º vão)	HE220AA	1.86					1416.25	1036.97	1.37	




	HE320A	HE320A	HE320A
HE500B	HE300B HE400A	HE300M HE400A	HE260B HE400A
HE500B	HE300B HE400A	HE300M HE400A	HE260B HE400A
HE500B	HE300B HE500A	HE300M HE500A	HE260B HE500A
HE500B	HE300B	HE300M	HE260B

Fig. AN. 16 - Resultado final do pórtico gravítico

Variante 1

Quadro AN. 17 - Esforços nos elementos de contraventamento e características gerais de cálculo

Piso	Seção	$\bar{\lambda}$	T_1 (s)	V_{el} (kN)	q	V_d (kN)	$N_{pl,Rd}$ (kN)	N_{Ed} (kN)	Ω	$\frac{\Omega_{max}}{\Omega_{min}}$
1(1º vão)	HE240B	1.69	0.48	5866.89	1.00	5866.89	2915.00	2711.13	1.08	1.18
2(1º vão)	HE220B	1.80					2502.50	2198.37	1.14	
3(1º vão)	HE220A	1.83					1768.25	1590.82	1.11	
4(1º vão)	HE180AA	2.25					1003.75	842.65	1.19	
1(2º vão)	HE240B	1.69					2915.00	2578.68	1.13	
2(2º vão)	HE220B	1.80					2502.50	2305.00	1.09	
3(2º vão)	HE220A	1.83					1768.25	1758.37	1.01	
4(2º vão)	HE180AA	2.25					1003.75	973.61	1.03	
1(3º vão)	HE240B	1.69					2915.00	2707.01	1.08	
2(3º vão)	HE220B	1.80					2502.50	2204.88	1.13	
3(3º vão)	HE220A	1.83					1768.25	1598.51	1.11	
4(3º vão)	HE180AA	2.25					1003.75	847.68	1.18	
1(4º vão)	HE240B	1.69					2915.00	2555.24	1.14	
2(4º vão)	HE220B	1.80					2502.50	2279.60	1.10	
3(4º vão)	HE220A	1.83					1768.25	1737.97	1.02	
4(4º vão)	HE180AA	2.25					1003.75	961.64	1.04	




	HE300A	HE300A	HE300A
HE340B	HE260B HE320A	HE500B HE320A	HE260B HE320A
HE340B	HE260B HE360A	HE500B HE360A	HE260B HE360A
HE340B	HE260B HE400A	HE500B HE400A	HE260B HE400A
HE340B	HE260B	HE500B	HE260B

Fig. AN. 17 - Resultado final do pórtico gravítico

Variante 2

Quadro AN. 18 - Esforços nos elementos de contraventamento e características gerais de cálculo

Piso	Seção	$\bar{\lambda}$	T_1 (s)	V_{el} (kN)	q	V_d (kN)	$N_{pl,Rd}$ (kN)	N_{Ed} (kN)	Ω	$\frac{\Omega_{max}}{\Omega_{min}}$
1(1º vão)	HE260A	1.59	0.53	6009.36	1.00	6009.36	2387.00	2111.81	1.13	1.20
2(1º vão)	HE220A	1.83					1768.25	1698.30	1.04	
3(1º vão)	HE220AA	1.86					1416.25	1198.38	1.18	
4(1º vão)	HE220AA	1.86					1416.25	575.71	2.46	
1(2º vão)	HE260A	1.59					2387.00	1997.93	1.19	
2(2º vão)	HE220A	1.83					1768.25	1760.30	1.00	
3(2º vão)	HE220AA	1.86					1416.25	1313.75	1.08	
4(2º vão)	HE220AA	1.86					1416.25	733.99	1.93	
1(3º vão)	HE260A	1.59					2387.00	2109.66	1.13	
2(3º vão)	HE220A	1.83					1768.25	1700.78	1.04	
3(3º vão)	HE220AA	1.86					1416.25	1201.62	1.18	
4(3º vão)	HE220AA	1.86					1416.25	579.39	2.44	
1(4º vão)	HE260A	1.59					2387.00	1986.41	1.20	
2(4º vão)	HE220A	1.83					1768.25	1749.68	1.01	
3(4º vão)	HE220AA	1.86					1416.25	1304.28	1.09	
4(4º vão)	HE220AA	1.86					1416.25	724.40	1.96	




	HE300A	HE300A	HE300A
HE300B	HE260B HE320A	HE360B HE320A	HE260B HE320A
HE300B	HE260B HE320A	HE360B HE320A	HE260B HE320A
HE300B	HE260B HE340A	HE360B HE340A	HE260B HE340A
HE300B	HE260B	HE360B	HE260B

Fig. AN. 18 - Resultado final do pórtico gravítico

Variante 3

Quadro AN. 19 - Esforços nos elementos de contraventamento e características gerais de cálculo

Piso	Seção	$\bar{\lambda}$	T_1 (s)	V_{el} (kN)	q	V_d (kN)	$N_{pl,Rd}$ (kN)	N_{Ed} (kN)	Ω	$\frac{\Omega_{max}}{\Omega_{min}}$
1(1º vão)	HE320A	1.38	0.44	5938.39	1.00	5938.39	3421.00	2945.51	1.16	1.48
2(1º vão)	HE300A	1.34					3093.75	2355.00	1.31	
3(1º vão)	HE240A	1.68					2112.00	1684.53	1.25	
4(1º vão)	HE220AA	1.86					1416.25	868.12	1.63	
1(2º vão)	HE320A	1.38					3421.00	2825.80	1.21	
2(2º vão)	HE300A	1.34					3093.75	2526.31	1.22	
3(2º vão)	HE240A	1.68					2112.00	1911.08	1.11	
4(2º vão)	HE220AA	1.86					1416.25	1067.35	1.33	
1(3º vão)	HE320A	1.38					3421.00	2926.33	1.17	
2(3º vão)	HE300A	1.34					3093.75	2383.04	1.30	
3(3º vão)	HE240A	1.68					2112.00	1716.82	1.23	
4(3º vão)	HE220AA	1.86					1416.25	892.97	1.59	
1(4º vão)	HE320A	1.38					3421.00	2723.76	1.26	
2(4º vão)	HE300A	1.34					3093.75	2411.14	1.28	
3(4º vão)	HE240A	1.68					2112.00	1822.27	1.16	
4(4º vão)	HE220AA	1.86					1416.25	1006.20	1.41	




	HE300A	HE300A	HE300A
HE400B	HE260B HE340A	HE650B HE340A	HE260B HE340A
HE400B	HE260B HE360A	HE650B HE360A	HE260B HE360A
HE400B	HE260B HE450A	HE650B HE450A	HE260B HE450A
HE400B	HE260B	HE650B	HE260B

Fig. AN. 19 - Resultado final do pórtico gravítico

Variante 4

Quadro AN. 20 - Esforços nos elementos de contraventamento e características gerais de cálculo

Piso	Seção	$\bar{\lambda}$	T_1 (s)	V_{el} (kN)	q	V_d (kN)	$N_{pl,Rd}$ (kN)	N_{Ed} (kN)	Ω	$\frac{\Omega_{max}}{\Omega_{min}}$
1(1º vão)	HE300B	1.36	0.41	5875.28	1.00	5875.28	4100.25	2902.02	1.41	1.16
2(1º vão)	HE260B	1.53					3256.00	2315.32	1.41	1.25
3(1º vão)	HE280A	1.44					2675.75	1656.53	1.62	1.25
4(1º vão)	HE220AA	1.86					1416.25	872.82	1.62	1.23
1(2º vão)	HE300B	1.36					4100.25	2780.54	1.47	
2(2º vão)	HE260B	1.53					3256.00	2512.31	1.30	
3(2º vão)	HE280A	1.44					2675.75	1939.42	1.38	
4(2º vão)	HE220AA	1.86					1416.25	1073.70	1.32	
1(3º vão)	HE300B	1.36					4100.25	2891.07	1.42	
2(3º vão)	HE260B	1.53					3256.00	2325.16	1.40	
3(3º vão)	HE280A	1.44					2675.75	1670.01	1.60	
4(3º vão)	HE220AA	1.86					1416.25	881.23	1.61	
1(4º vão)	HE300B	1.36					4100.25	2732.62	1.50	
2(4º vão)	HE260B	1.53					3256.00	2460.93	1.32	
3(4º vão)	HE280A	1.44					2675.75	1896.84	1.41	
4(4º vão)	HE220AA	1.86					1416.25	1050.54	1.35	



	HE320A	HE320A	HE320A
HE500B	HE280B HE400A	HE300M HE400A	HE260B HE400A
HE500B	HE280B HE400A	HE300M HE400A	HE260B HE400A
HE500B	HE280B HE500A	HE300M HE500A	HE260B HE500A
HE500B	HE280B	HE300M	HE260B


Fig. AN. 20 - Resultado final do pórtico gravítico

AN.5 – PÓRTICO 8Y1

EC8

Quadro AN. 21 - Esforços nos elementos de contraventamento e características gerais de cálculo

Piso	Seção	$\bar{\lambda}$	T_1 (s)	V_{el} (kN)	q	V_d (kN)	$N_{pl,Rd}$ (kN)	N_{Ed} (kN)	Ω	$\frac{\Omega_{max}}{\Omega_{min}}$
1	HE550B	1.44	1.51	7673.84	1.37	5616.60	6987.75	6421.52	1.09	1.20
2	HE450B	1.37					5995.00	5682.76	1.05	
3	HE400B	1.36					5439.50	5221.13	1.04	
4	HE320B	1.33					4435.75	4422.32	1.00	
5	HE340A	1.35					3671.25	3631.49	1.01	
6	HE300A	1.34					3093.75	2868.93	1.08	
7	HE240A	1.68					2112.00	2031.57	1.04	
8	HE220AA	1.86					1416.25	1180.35	1.20	



	HE300A	
HE160B	HE240B HE320A	
HE160B	HE240B HE400A	
HE220B	HE500M HE500A	
HE220B	HE500M HE600A	
HE220B	HE500M HE700A	
HE260B	HD400x551 HE300M	
HE260B	HD400x551 HE360M	
HE260B	HD400x551	

Fig. AN. 21 - Resultado final do pórtico gravítico

Variante 1

Quadro AN. 22 - Esforços nos elementos de contraventamento e características gerais de cálculo

Piso	Seção	$\bar{\lambda}$	T_1 (s)	V_{el} (kN)	q	V_d (kN)	$N_{pl,Rd}$ (kN)	N_{Ed} (kN)	Ω	$\frac{\Omega_{max}}{\Omega_{min}}$
1	HE360B	1.38	1.74	7282.58	1.73	4217.52	4966.50	4809.14	1.03	1.14
2	HE320B	1.33					4435.75	4256.59	1.04	
3	HE300B	1.33					4100.25	3909.14	1.05	
4	HE260B	1.53					3256.00	3250.10	1.00	
5	HE280A	1.44					2675.75	2657.47	1.01	
6	HE240A	1.68					2112.00	2064.55	1.02	
7	HE200A	2.02					1479.50	1476.94	1.00	
8	HE180AA	2.25					1003.75	879.21	1.14	

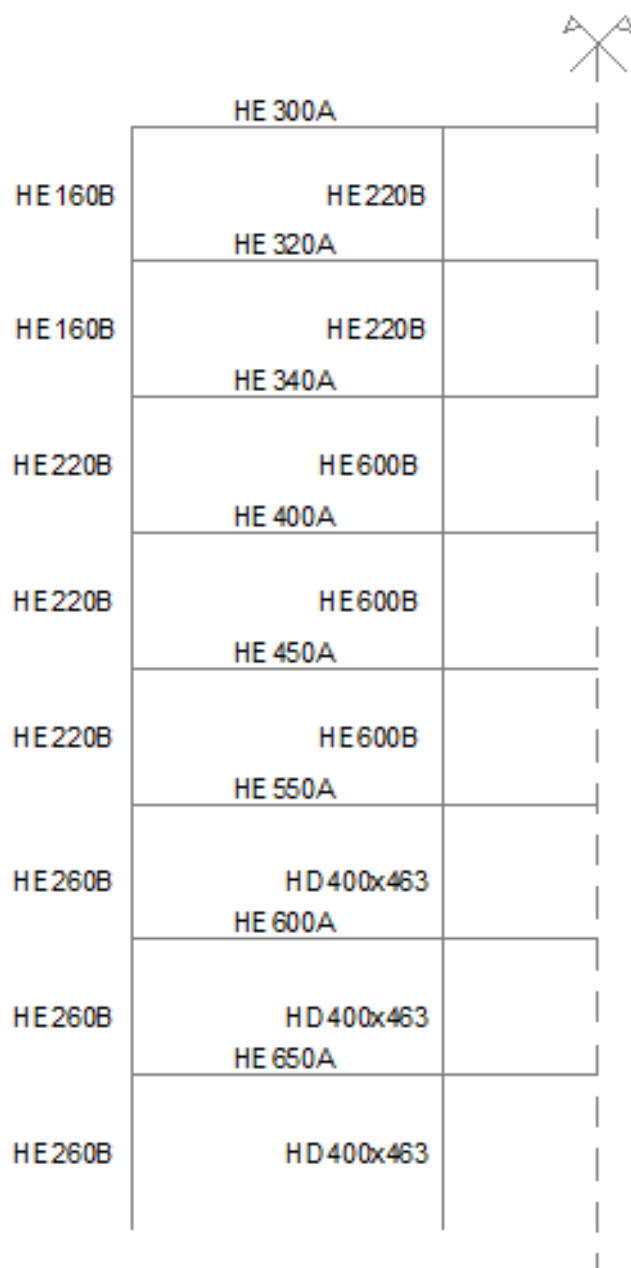



Fig. AN. 22 - Resultado final do pórtico gravítico

Variante 2

Quadro AN. 23 - Esforços nos elementos de contraventamento e características gerais de cálculo

Piso	Seção	$\bar{\lambda}$	T_1 (s)	V_{el} (kN)	q	V_d (kN)	$N_{pl,Rd}$ (kN)	N_{Ed} (kN)	Ω	$\frac{\Omega_{max}}{\Omega_{min}}$
1	HE300B	1.36	1.88	7190.92	2.16	3333.80	4100.25	3806.67	1.08	1.18
2	HE280B	1.42					3613.50	3415.32	1.06	
3	HE300A	1.34					3093.75	3091.96	1.00	
4	HE280A	1.44					2675.75	2648.17	1.01	
5	HE240A	1.68					2112.00	2104.35	1.00	
6	HE220A	1.83					1768.25	1645.34	1.07	
7	HE220AA	1.86					1416.25	1202.96	1.18	
8	HE220AA	1.86					1416.25	668.43	2.12	




	HE300A	
HE200B	HE200B HE320A	
HE200B	HE200B HE320A	
HE450B	HE450B HE360A	
HE450B	HE450B HE400A	
HE450B	HE450B HE450A	
HD400x421	HD400x421 HE500A	
HD400x421	HD400x421 HE500A	
HD400x421	HD400x421	

Fig. AN. 23 - Resultado final do pórtico gravítico

Variante 3

Quadro AN. 24 - Esforços nos elementos de contraventamento e características gerais de cálculo

Piso	Seção	$\bar{\lambda}$	T_1 (s)	V_{el} (kN)	q	V_d (kN)	$N_{pl,Rd}$ (kN)	N_{Ed} (kN)	Ω	$\frac{\Omega_{max}}{\Omega_{min}}$
1	HE450B	1.41	1.63	7414.60	1.58	4688.64	5995.00	5395.82	1.11	1.47
2	HE340B	1.34					4699.75	4675.27	1.01	
3	HE400A	1.37					4372.50	4360.49	1.00	
4	HE340A	1.35					3671.25	3630.25	1.01	
5	HE300A	1.34					3093.75	2975.71	1.04	
6	HE260A	1.55					2387.00	2294.23	1.04	
7	HE220A	1.83					1768.25	1641.17	1.08	
8	HE220AA	1.86					1416.25	958.77	1.48	




	HE300A	
HE160B	HE220B HE320A	
HE160B	HE220B HE360A	
HE220B	HE300M HE450A	
HE220B	HE300M HE500A	
HE220B	HE300M HE600A	
HE260B	HD400x551 HE650A	
HE260B	HD400x551 HE700A	
HE260B	HD400x551	

Fig. AN. 24 - Resultado final do pórtico gravítico

Variante 4

Quadro AN. 25 - Esforços nos elementos de contraventamento e características gerais de cálculo

Piso	Seção	$\bar{\lambda}$	T_1 (s)	V_{el} (kN)	q	V_d (kN)	$N_{pl,Rd}$ (kN)	N_{Ed} (kN)	Ω	$\frac{\Omega_{max}}{\Omega_{min}}$
1	HE360B	1.38	1.65	6848.90	1.57	4363.00	4966.50	4956.71	1.00	1.06
2	HE340B	1.34					4699.75	4434.61	1.06	1.10
3	HE320B	1.33					4435.75	4022.26	1.10	1.13
4	HE300B	1.33					4100.25	3428.24	1.20	1.08
5	HE300A	1.34					3093.75	2673.84	1.16	1.10
6	HE280A	1.44					2675.75	2105.65	1.27	1.17
7	HE240A	1.68					2112.00	1563.24	1.35	1.24
8	HE220AA	1.86					1416.25	901.31	1.57	1.16



	HE300A	
HE160B	HE220B HE320A	
HE160B	HE220B HE340A	
HE220B	HE650B HE400A	
HE220B	HE650B HE450A	
HE220B	HE650B HE550A	
HE260B	HD400x509 HE600A	
HE260B	HD400x509 HE650A	
HE260B	HD400x509	


Fig. AN. 25 - Resultado final do pórtico gravítico

AN.6 - PÓRTICO 8Y2

EC8

Quadro AN. 26 - Esforços nos elementos de contraventamento e características gerais de cálculo

Piso	Seção	$\bar{\lambda}$	T_1 (s)	V_{el} (kN)	q	V_d (kN)	$N_{pl,Rd}$ (kN)	N_{Ed} (kN)	Ω	$\frac{\Omega_{max}}{\Omega_{min}}$
1(1º vão)	HE550B	1.44	1.06	8930.77	1.00	8930.77	6987.75	6100.66	1.15	1.23
2(1º vão)	HE450B	1.37					5995.00	5474.40	1.10	
3(1º vão)	HE400B	1.36					5439.50	5093.11	1.07	
4(1º vão)	HE320B	1.33					4435.75	4374.66	1.01	
5(1º vão)	HE340A	1.35					3671.25	3647.20	1.01	
6(1º vão)	HE300A	1.34					3093.75	2927.95	1.06	
7(1º vão)	HE240A	1.68					2112.00	2074.58	1.02	
8(1º vão)	HE220AA	1.86					1416.25	1147.07	1.23	
1(2º vão)	HE550B	1.44					6987.75	6040.33	1.16	
2(2º vão)	HE450B	1.37					5995.00	5435.63	1.10	
3(2º vão)	HE400B	1.36					5439.50	5059.75	1.08	
4(2º vão)	HE320B	1.33					4435.75	4368.42	1.02	
5(1º vão)	HE340A	1.35					3671.25	3642.73	1.01	
6(1º vão)	HE300A	1.34					3093.75	2924.55	1.06	
7(1º vão)	HE240A	1.68					2112.00	2071.94	1.02	
8(1º vão)	HE220AA	1.86					1416.25	1145.40	1.24	




	HE300A	
HE240B	HE240B HE340A	
HE240B	HE240B HE450A	
HE500M	HE500M HE550A	
HE500M	HE500M HE600A	
HE500M	HE500M HE700A	
HD400x592	HD400x634 HE300M	
HD400x592	HD400x634 HE320M	
HD400x592	HD400x634	

Fig. AN. 26 - Resultado final do pórtico gravítico

Variante 1

Quadro AN. 27 - Esforços nos elementos de contraventamento e características gerais de cálculo

Piso	Seção	$\bar{\lambda}$	T_1 (s)	V_{el} (kN)	q	V_d (kN)	$N_{pl,Rd}$ (kN)	N_{Ed} (kN)	Ω	$\frac{\Omega_{max}}{\Omega_{min}}$
1(1º vão)	HE360B	1.38	1.22	8321.79	1.07	7779.07	4966.50	4439.15	1.12	1.21
2(1º vão)	HE320B	1.33					4435.75	3988.10	1.11	
3(1º vão)	HE300B	1.33					4100.25	3690.56	1.11	
4(1º vão)	HE260B	1.53					3256.00	3129.68	1.04	
5(1º vão)	HE280A	1.44					2675.75	2611.73	1.02	
6(1º vão)	HE240A	1.68					2112.00	2058.58	1.03	
7(1º vão)	HE200A	2.02					1479.50	1473.82	1.00	
8(1º vão)	HE180AA	2.25					1003.75	827.54	1.21	
1(2º vão)	HE360B	1.38					4966.50	4388.57	1.13	
2(2º vão)	HE320B	1.33					4435.75	3954.49	1.12	
3(2º vão)	HE300B	1.33					4100.25	3661.37	1.12	
4(2º vão)	HE260B	1.53					3256.00	3120.47	1.04	
5(1º vão)	HE280A	1.44					2675.75	2605.11	1.03	
6(1º vão)	HE240A	1.68					2112.00	2053.80	1.03	
7(1º vão)	HE200A	2.02					1479.50	1470.77	1.01	
8(1º vão)	HE180AA	2.25					1003.75	825.59	1.22	



	HE300A	
HE280B	HE 280B HE320A	
HE280B	HE 280B HE360A	
HE300M	HE300M HE400A	
HE300M	HE300M HE500A	
HE300M	HE300M HE550A	
HD400x463	HD400x551 HE600A	
HD400x463	HD400x551 HE700A	
HD400x463	HD400x551	

Fig. AN. 27 - Resultado final do pórtico gravítico

Variante 2

Quadro AN. 28 - Esforços nos elementos de contraventamento e características gerais de cálculo

Piso	Seção	$\bar{\lambda}$	T_1 (s)	V_{el} (kN)	q	V_d (kN)	$N_{pl,Rd}$ (kN)	N_{Ed} (kN)	Ω	$\frac{\Omega_{max}}{\Omega_{min}}$
1(1º vão)	HE300B	1.36	1.34	7456.84	1.15	6510.54	4100.25	3713.96	1.10	1.16
2(1º vão)	HE280B	1.42					3613.50	3372.51	1.07	
3(1º vão)	HE300A	1.34					3093.75	3063.84	1.01	
4(1º vão)	HE280A	1.44					2675.75	2627.35	1.02	
5(1º vão)	HE240A	1.68					2112.00	2107.22	1.00	
6(1º vão)	HE220A	1.83					1768.25	1653.42	1.07	
7(1º vão)	HE220AA	1.86					1416.25	1210.12	1.17	
8(1º vão)	HE220AA	1.86					1416.25	655.85	2.16	
1(2º vão)	HE300B	1.36					4100.25	3663.60	1.12	
2(2º vão)	HE280B	1.42					3613.50	3339.75	1.08	
3(2º vão)	HE300A	1.34					3093.75	3037.59	1.02	
4(2º vão)	HE280A	1.44					2675.75	2618.40	1.02	
5(1º vão)	HE240A	1.68					2112.00	2101.02	1.01	
6(1º vão)	HE220A	1.83					1768.25	1648.69	1.07	
7(1º vão)	HE220AA	1.86					1416.25	1206.77	1.17	
8(1º vão)	HE220AA	1.86					1416.25	652.81	2.17	

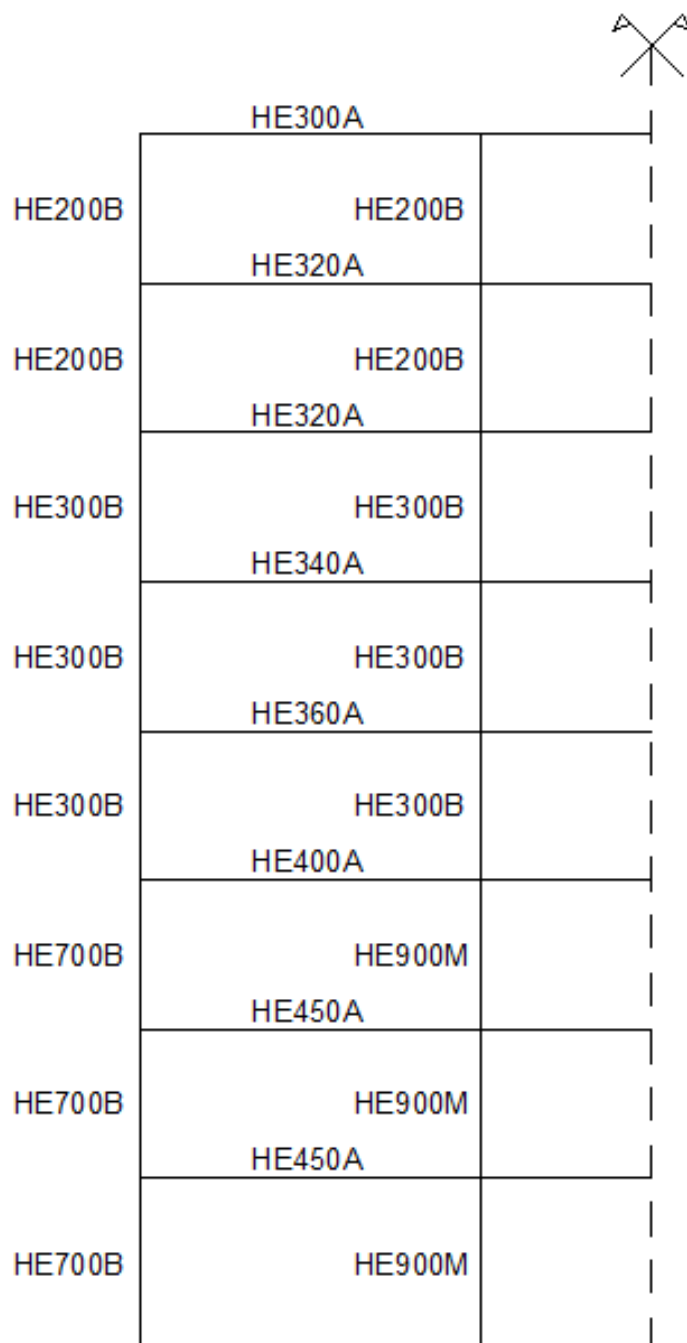



Fig. AN. 28 - Resultado final do pórtico gravítico

Variante 3

Quadro AN. 29 - Esforços nos elementos de contraventamento e características gerais de cálculo

Piso	Seção	$\bar{\lambda}$	T_1 (s)	V_{el} (kN)	q	V_d (kN)	$N_{pl,Rd}$ (kN)	N_{Ed} (kN)	Ω	$\frac{\Omega_{max}}{\Omega_{min}}$
1(1º vão)	HE450B	1.41	1.15	8573.40	1.00	8573.40	5995.00	5171.27	1.16	1.50
2(1º vão)	HE340B	1.34					4699.75	4574.60	1.03	
3(1º vão)	HE400A	1.37					4372.50	4289.63	1.02	
4(1º vão)	HE340A	1.35					3671.25	3628.52	1.01	
5(1º vão)	HE300A	1.34					3093.75	3032.98	1.02	
6(1º vão)	HE260A	1.55					2387.00	2372.71	1.01	
7(1º vão)	HE220A	1.83					1768.25	1690.90	1.05	
8(1º vão)	HE220AA	1.86					1416.25	934.20	1.52	
1(2º vão)	HE450B	1.41					5995.00	5103.74	1.17	
2(2º vão)	HE340B	1.34					4699.75	4533.19	1.04	
3(2º vão)	HE400A	1.37					4372.50	4251.62	1.03	
4(2º vão)	HE340A	1.35					3671.25	3632.41	1.01	
5(1º vão)	HE300A	1.34					3093.75	3035.30	1.02	
6(1º vão)	HE260A	1.55					2387.00	2373.85	1.01	
7(1º vão)	HE220A	1.83					1768.25	1699.47	1.04	
8(1º vão)	HE220AA	1.86					1416.25	940.68	1.51	




	HE300A	
HE220B	HE220B HE320A	
HE220B	HE220B HE400A	
HE700B	HE700B HE500A	
HE700B	HE700B HE550A	
HE700B	HE700B HE600A	
HD400x509	HD400x551 HE650A	
HD400x509	HD400x551 HE700A	
HD400x509	HD400x551	

Fig. AN. 29 - Resultado final do pórtico gravítico

Variante 4

Quadro AN. 30 - Esforços nos elementos de contraventamento e características gerais de cálculo

Piso	Seção	$\bar{\lambda}$	T_1 (s)	V_{el} (kN)	q	V_d (kN)	$N_{pl,Rd}$ (kN)	N_{Ed} (kN)	Ω	$\frac{\Omega_{max}}{\Omega_{min}}$
1(1º vão)	HE360B	1.38	1.16	8098.59	1.00	8098.59	4966.50	4954.69	1.00	1.05
2(1º vão)	HE340B	1.34					4699.75	4495.97	1.05	1.08
3(1º vão)	HE320B	1.33					4435.75	4131.81	1.07	1.10
4(1º vão)	HE300B	1.33					4100.25	3572.56	1.15	1.10
5(1º vão)	HE320A	1.34					3421.00	2910.25	1.18	1.16
6(1º vão)	HE300A	1.34					3093.75	2330.80	1.33	1.13
7(1º vão)	HE240A	1.68					2112.00	1682.34	1.26	1.23
8(1º vão)	HE220AA	1.86					1416.25	923.15	1.53	1.23
1(2º vão)	HE360B	1.38					4966.50	4898.01	1.01	
2(2º vão)	HE340B	1.34					4699.75	4456.48	1.05	
3(2º vão)	HE320B	1.33					4435.75	4097.05	1.08	
4(2º vão)	HE300B	1.33					4100.25	3560.62	1.15	
5(1º vão)	HE320A	1.34					3421.00	2901.90	1.18	
6(1º vão)	HE300A	1.34					3093.75	2324.12	1.33	
7(1º vão)	HE240A	1.68					2112.00	1678.24	1.26	
8(1º vão)	HE220AA	1.86					1416.25	920.57	1.54	



	HE300A	
HE220B	HE220B HE320A	
HE220B	HE220B HE400A	
HE650B	HE650B HE450A	
HE650B	HE650B HE550A	
HE650B	HE650B HE600A	
HD400x421	HD400x509 HE600A	
HD400x421	HD400x509 HE650A	
HD400x421	HD400x509	


Fig. AN. 30 - Resultado final do pórtico gravítico

AN.7 - PÓRTICO 8X2

EC8

Quadro AN. 31 - Esforços nos elementos de contraventamento e características gerais de cálculo

Piso	Seção	$\bar{\lambda}$	T_1 (s)	V_{el} (kN)	q	V_d (kN)	$N_{pl,Rd}$ (kN)	N_{Ed} (kN)	Ω	$\frac{\Omega_{max}}{\Omega_{min}}$
1(1º vão)	HE550B	1.44	1.07	8666.62	1.00	8666.62	6987.75	6191.20	1.13	1.24
2(1º vão)	HE450B	1.37					5995.00	5652.63	1.06	
3(1º vão)	HE400B	1.36					5439.50	5144.83	1.06	
4(1º vão)	HE320B	1.33					4435.75	4409.98	1.01	
5(1º vão)	HE340A	1.35					3671.25	3664.61	1.00	
6(1º vão)	HE300A	1.34					3093.75	2903.17	1.07	
7(1º vão)	HE240A	1.68					2112.00	2028.93	1.04	
8(1º vão)	HE220AA	1.86					1416.25	1141.23	1.24	
1(2º vão)	HE550B	1.44					6987.75	5957.32	1.17	
2(2º vão)	HE450B	1.37					5995.00	5507.13	1.09	
3(2º vão)	HE400B	1.36					5439.50	5021.10	1.08	
4(2º vão)	HE320B	1.33					4435.75	4370.08	1.02	
5(1º vão)	HE340A	1.35					3671.25	3631.17	1.01	
6(1º vão)	HE300A	1.34					3093.75	2872.59	1.08	
7(1º vão)	HE240A	1.68					2112.00	2091.49	1.01	
8(1º vão)	HE220AA	1.86					1416.25	1148.56	1.23	




	HE300A	HE300A	HE300A
HE240B	HE240B HE400A	HE200B HE400A	HE200B HE400A
HE240B	HE240B HE450A	HE200B HE450A	HE200B HE450A
HE340M	HE450M HE500A	HE300B HE500A	HE300B HE500A
HE340M	HE450M HE600A	HE300B HE600A	HE300B HE600A
HE340M	HE450M HE700A	HE300B HE700A	HE300B HE700A
HD400x509	HD400x592 HE320M	HE450B HE320M	HE450B HE320M
HD400x509	HD400x592 HE360M	HE450B HE360M	HE450B HE360M
HD400x509	HD400x592	HE450B	HE450B

Fig. AN. 31 - Resultado final do pórtico gravítico

Variante 1

Quadro AN. 32 - Esforços nos elementos de contraventamento e características gerais de cálculo

Piso	Seção	$\bar{\lambda}$	T_1 (s)	V_{el} (kN)	q	V_d (kN)	$N_{pl,Rd}$ (kN)	N_{Ed} (kN)	Ω	$\frac{\Omega_{max}}{\Omega_{min}}$
1(1º vão)	HE360B	1.38	1.24	8188.92	1.03	7912.89	4966.50	4436.10	1.12	1.21
2(1º vão)	HE320B	1.33					4435.75	4073.66	1.09	
3(1º vão)	HE300B	1.33					4100.25	3690.49	1.11	
4(1º vão)	HE260B	1.53					3256.00	3178.33	1.02	
5(1º vão)	HE280A	1.44					2675.75	2620.12	1.02	
6(1º vão)	HE240A	1.68					2112.00	2057.51	1.03	
7(1º vão)	HE200A	2.02					1479.50	1449.27	1.02	
8(1º vão)	HE180AA	2.25					1003.75	827.30	1.21	
1(2º vão)	HE360B	1.38					4966.50	4446.82	1.12	
2(2º vão)	HE320B	1.33					4435.75	4082.79	1.09	
3(2º vão)	HE300B	1.33					4100.25	3700.38	1.11	
4(2º vão)	HE260B	1.53					3256.00	3149.14	1.03	
5(1º vão)	HE280A	1.44					2675.75	2596.92	1.03	
6(1º vão)	HE240A	1.68					2112.00	2038.51	1.04	
7(1º vão)	HE200A	2.02					1479.50	1478.33	1.00	
8(1º vão)	HE180AA	2.25					1003.75	829.40	1.21	




	HE300A	HE300A	HE300A
HE220B	HE220B HE320A	HE200B HE320A	HE200B HE320A
HE220B	HE220B HE360A	HE200B HE360A	HE200B HE360A
HE550B	HE550B HE400A	HE300B HE400A	HE300B HE400A
HE550B	HE550B HE450A	HE300B HE450A	HE300B HE450A
HE550B	HE550B HE500A	HE300B HE500A	HE300B HE500A
HD400x382	HD400x421 HE550A	HE450B HE550A	HE450B HE550A
HD400x382	HD400x421 HE600A	HE450B HE600A	HE450B HE600A
HD400x382	HD400x421	HE450B	HE450B

Fig. AN. 32 - Resultado final do pórtico gravítico

Variante 2

Quadro AN. 33 - Esforços nos elementos de contraventamento e características gerais de cálculo

Piso	Seção	$\bar{\lambda}$	T_1 (s)	V_{el} (kN)	q	V_d (kN)	$N_{pl,Rd}$ (kN)	N_{Ed} (kN)	Ω	$\frac{\Omega_{max}}{\Omega_{min}}$
1(1º vão)	HE300B	1.36	1.35	7420.78	1.14	6512.11	4100.25	3721.91	1.10	1.18
2(1º vão)	HE280B	1.42					3613.50	3418.91	1.06	
3(1º vão)	HE300A	1.34					3093.75	3084.86	1.00	
4(1º vão)	HE280A	1.44					2675.75	2619.75	1.02	
5(1º vão)	HE240A	1.68					2112.00	2095.13	1.01	
6(1º vão)	HE220A	1.83					1768.25	1627.26	1.09	
7(1º vão)	HE220AA	1.86					1416.25	1176.64	1.20	
8(1º vão)	HE220AA	1.86					1416.25	649.04	2.18	
1(2º vão)	HE300B	1.36					4100.25	3581.52	1.14	
2(2º vão)	HE280B	1.42					3613.50	3330.35	1.09	
3(2º vão)	HE300A	1.34					3093.75	3015.65	1.03	
4(2º vão)	HE280A	1.44					2675.75	2574.64	1.04	
5(1º vão)	HE240A	1.68					2112.00	2062.58	1.02	
6(1º vão)	HE220A	1.83					1768.25	1600.84	1.10	
7(1º vão)	HE220AA	1.86					1416.25	1191.51	1.19	
8(1º vão)	HE220AA	1.86					1416.25	644.87	2.20	




	HE300A	HE300A	HE300A
HE200B	HE200B HE320A	HE200B HE320A	HE200B HE320A
HE200B	HE200B HE340A	HE200B HE340A	HE200B HE340A
HE400B	HE450B HE360A	HE300B HE360A	HE300B HE360A
HE400B	HE450B HE400A	HE300B HE400A	HE300B HE400A
HE400B	HE450B HE450A	HE300B HE450A	HE300B HE450A
HD400x382	HD400x382 HE500A	HE450B HE500A	HE450B HE500A
HD400x382	HD400x382 HE500A	HE450B HE500A	HE450B HE500A
HD400x382	HD400x382	HE450B	HE450B

Fig. AN. 33 - Resultado final do pórtico gravítico

Variante 3

Quadro AN. 34 - Esforços nos elementos de contraventamento e características gerais de cálculo

Piso	Seção	$\bar{\lambda}$	T_1 (s)	V_{el} (kN)	q	V_d (kN)	$N_{pl,Rd}$ (kN)	N_{Ed} (kN)	Ω	$\frac{\Omega_{max}}{\Omega_{min}}$
1(1º vão)	HE450B	1.41	1.16	8357.64	1.00	8357.64	5995.00	5143.01	1.17	1.50
2(1º vão)	HE340B	1.34					4699.75	4685.88	1.00	
3(1º vão)	HE400A	1.37					4372.50	4263.06	1.03	
4(1º vão)	HE340A	1.35					3671.25	3612.74	1.02	
5(1º vão)	HE300A	1.34					3093.75	2981.79	1.04	
6(1º vão)	HE260A	1.55					2387.00	2334.19	1.02	
7(1º vão)	HE220A	1.83					1768.25	1637.70	1.08	
8(1º vão)	HE220AA	1.86					1416.25	919.69	1.49	
1(2º vão)	HE450B	1.41					5995.00	5038.91	1.19	
2(2º vão)	HE340B	1.34					4699.75	4621.01	1.02	
3(2º vão)	HE400A	1.37					4372.50	4201.51	1.04	
4(2º vão)	HE340A	1.35					3671.25	3626.97	1.01	
5(1º vão)	HE300A	1.34					3093.75	2988.27	1.04	
6(1º vão)	HE260A	1.55					2387.00	2335.32	1.02	
7(1º vão)	HE220A	1.83					1768.25	1689.19	1.05	
8(1º vão)	HE220AA	1.86					1416.25	932.50	1.50	




	HE300A	HE300A	HE300A
HE220B	HE220B HE320A	HE200B HE320A	HE200B HE320A
HE220B	HE220B HE400A	HE200B HE400A	HE200B HE400A
HE700B	HE700B HE500A	HE300B HE500A	HE300B HE500A
HE700B	HE700B HE550A	HE300B HE550A	HE300B HE550A
HE700B	HE700B HE600A	HE300B HE600A	HE300B HE600A
HD400x463	HD400x509 HE650A	HE450B HE650A	HE450B HE650A
HD400x463	HD400x509 HE700A	HE450B HE700A	HE450B HE700A
HD400x463	HD400x509	HE450B	HE450B

Fig. AN. 34 - Resultado final do pórtico gravítico

Variante 4

Quadro AN. 35 - Esforços nos elementos de contraventamento e características gerais de cálculo

Piso	Seção	$\bar{\lambda}$	T_1 (s)	V_{el} (kN)	q	V_d (kN)	$N_{pl,Rd}$ (kN)	N_{Ed} (kN)	Ω	$\frac{\Omega_{max}}{\Omega_{min}}$
1(1º vão)	HE360B	1.38	1.17	7995.46	1.00	7995.46	4966.50	4950.55	1.00	1.05
2(1º vão)	HE340B	1.34					4699.75	4553.71	1.03	1.09
3(1º vão)	HE320B	1.33					4435.75	4142.03	1.07	1.13
4(1º vão)	HE300B	1.33					4100.25	3533.91	1.16	1.11
5(1º vão)	HE320A	1.34					3421.00	2889.16	1.18	1.17
6(1º vão)	HE300A	1.34					3093.75	2283.45	1.35	1.15
7(1º vão)	HE240A	1.68					2112.00	1635.44	1.29	1.25
8(1º vão)	HE220AA	1.86					1416.25	909.12	1.56	1.25
1(2º vão)	HE360B	1.38					4966.50	4816.85	1.03	
2(2º vão)	HE340B	1.34					4699.75	4457.25	1.05	
3(2º vão)	HE320B	1.33					4435.75	4053.46	1.09	
4(2º vão)	HE300B	1.33					4100.25	3526.03	1.16	
5(1º vão)	HE320A	1.34					3421.00	2879.10	1.19	
6(1º vão)	HE300A	1.34					3093.75	2270.36	1.36	
7(1º vão)	HE240A	1.68					2112.00	1688.79	1.25	
8(1º vão)	HE220AA	1.86					1416.25	917.15	1.54	



	HE300A	HE300A	HE300A
HE220B	HE220B HE320A	HE200B HE320A	HE200B HE320A
HE220B	HE220B HE400A	HE200B HE400A	HE200B HE400A
HE600B	HE650B HE450A	HE300B HE450A	HE300B HE450A
HE600B	HE650B HE500A	HE300B HE500A	HE300B HE500A
HE600B	HE650B HE550A	HE300B HE550A	HE300B HE550A
HD400x421	HD400x509 HE600A	HE450B HE600A	HE450B HE600A
HD400x421	HD400x509 HE700A	HE450B HE700A	HE450B HE700A
HD400x421	HD400x509	HE450B	HE450B

Fig. AN. 35 - Resultado final do pórtico gravítico

AN.8 – PÓRTICO 8X4

EC8

Quadro AN. 36 - Esforços nos elementos de contraventamento e características gerais de cálculo

Piso	Seção	$\bar{\lambda}$	T_1 (s)	V_{el} (kN)	q	V_{vd} (kN)	$N_{pl,Rd}$ (kN)	N_{Ed} (kN)	Ω	$\frac{\Omega_{max}}{\Omega_{min}}$
1(1º vão)	HE600B	1.46	0.84	1118.6	1.00	1118.6	7425.0	5398.7	1.38	1.6
2(1º vão)	HE550B	1.40					6987.8	4695.2	1.49	
3(1º vão)	HE450B	1.37					5995.0	4200.0	1.43	
4(1º vão)	HE360B	1.34					4966.5	3773.4	1.32	
5(1º vão)	HE450A	1.38					4895.0	3087.1	1.59	
6(1º vão)	HE340A	1.35					3671.3	2371.5	1.55	
7(1º vão)	HE300A	1.34					3093.8	1658.3	1.87	
8(1º vão)	HE220AA	1.86					1416.3	782.7	1.81	
1(2º vão)	HE600B	1.46					7425.0	4572.4	1.62	
2(2º vão)	HE550B	1.40					6987.8	4625.4	1.51	
3(2º vão)	HE450B	1.37					5995.0	4420.1	1.36	
4(2º vão)	HE360B	1.34					4966.5	3912.3	1.27	
5(2º vão)	HE450A	1.38					4895.0	3469.9	1.41	
6(2º vão)	HE340A	1.35					3671.3	2887.8	1.27	
7(2º vão)	HE300A	1.34					3093.8	2101.5	1.47	
8(2º vão)	HE220AA	1.86					1416.3	1183.3	1.20	
1(3º vão)	HE600B	1.46					7425.0	5391.3	1.38	
2(3º vão)	HE550B	1.40					6987.8	4680.8	1.49	
3(3º vão)	HE450B	1.37					5995.0	4175.9	1.44	
4(3º vão)	HE360B	1.34					4966.5	3737.9	1.33	
5(3º vão)	HE450A	1.38					4895.0	3076.6	1.59	
6(3º vão)	HE340A	1.35					3671.3	2369.0	1.55	
7(3º vão)	HE300A	1.34					3093.8	1656.8	1.87	
8(3º vão)	HE220AA	1.86					1416.3	792.3	1.79	
1(4º vão)	HE600B	1.46					7425.0	4585.1	1.62	
2(4º vão)	HE550B	1.40					6987.8	4649.7	1.50	
3(4º vão)	HE450B	1.37					5995.0	4456.8	1.35	


4(4º vão)	HE360B	1.34	4966.5	3896.1	1.27
5(4º vão)	HE450A	1.38	4895.0	3439.0	1.42
6(4º vão)	HE340A	1.35	3671.3	2858.1	1.28
7(4º vão)	HE300A	1.34	3093.8	2025.6	1.53
8(4º vão)	HE220AA	1.86	1416.3	1121.5	1.26

AN.9 - PÓRTICO 12Y1

EC8

Quadro AN. 37 - Esforços nos elementos de contraventamento e características gerais de cálculo

Piso	Seção	$\bar{\lambda}$	T_1 (s)	V_{el} (kN)	q	V_d (kN)	$N_{pl,Rd}$ (kN)	N_{Ed} (kN)	Ω	$\frac{\Omega_{max}}{\Omega_{min}}$
1	HE500M	1.38	2.07	10264.65	1.27	8098.72	9468.25	9278.73	1.02	1.14
2	HE400M	1.31					8959.50	8469.42	1.06	
3	HE700B	1.46					8426.00	8144.53	1.03	
4	HE600B	1.42					7425.00	7399.91	1.00	
5	HE550B	1.40					6987.75	6736.96	1.04	
6	HE450B	1.37					5995.00	5826.99	1.03	
7	HE400B	1.36					5439.50	5113.71	1.06	
8	HE400A	1.37					4372.50	4240.11	1.03	
9	HE360A	1.35					3927.00	3526.30	1.11	
10	HE300A	1.34					3093.75	2769.94	1.12	
11	HE240A	1.68					2112.00	2068.30	1.02	
12	HE220AA	1.86					1416.25	1238.92	1.14	




	HE300A	
HE180B	HE300B HE340A	
HE180B	HE300B HE400A	
HE180B	HE300B HE500A	
HE240B	HD400x421 HE600A	
HE240B	HD400x421 HE700A	
HE240B	HD400x421 HE500M	
HE280B	HE 400x834 HE500M	
HE280B	HE 400x834 HE600M	
HE280B	HE 400x834 HE700M	
HE320B	HD400x1088 HE800M	
HE320B	HD400x1088 HE900M	
HE320B	HD400x1088	

Fig. AN. 36 - Resultado final do pórtico gravítico

Variante 1

Quadro AN. 38 - Esforços nos elementos de contraventamento e características gerais de cálculo

Piso	Seção	$\bar{\lambda}$	T1 (s)	V,el (kN)	q	V,d (kN)	Npl,Rd (kN)	NEd (kN)	Ω	$\frac{\Omega_{max}}{\Omega_{min}}$
1	HE600B	1.46	2.34	9212.56	1.47	6287.94	7425.00	7200.61	1.03	1.13
2	HE550B	1.40					6987.75	6567.83	1.06	
3	HE500B	1.38					6561.50	6282.25	1.04	
4	HE450B	1.37					5995.00	5745.00	1.04	
5	HE400B	1.36					5439.50	5161.28	1.05	
6	HE340B	1.34					4699.75	4477.98	1.05	
7	HE320B	1.33					4435.75	4001.73	1.11	
8	HE320A	1.34					3421.00	3209.41	1.07	
9	HE300A	1.34					3093.75	2745.34	1.13	
10	HE240A	1.68					2112.00	2109.99	1.00	
11	HE220A	1.83					1768.25	1609.64	1.10	
12	HE180AA	2.25					1003.75	964.04	1.04	




	HE300A	
HE 180 B	HE280B HE320A	
HE 180 B	HE280B HE360A	
HE 180 B	HE280B HE400A	
HE240 B	HE600M HE500A	
HE240 B	HE600M HE550A	
HE240 B	HE600M HE600A	
HE280 B	HE400x509 HE700A	
HE280 B	HE400x509 HE380M	
HE280 B	HE400x509 HE400M	
HE320 B	HD400x900 HE450M	
HE320 B	HD400x900 HE500M	
HE320 B	HD400x900	

Fig. AN. 37 - Resultado final do pórtico gravítico

Variante 2

Quadro AN. 39 - Esforços nos elementos de contraventamento e características gerais de cálculo

Piso	Seção	$\bar{\lambda}$	T_1 (s)	V_{el} (kN)	q	V_d (kN)	$N_{pl,Rd}$ (kN)	N_{Ed} (kN)	Ω	$\frac{\Omega_{max}}{\Omega_{min}}$
1	HE450B	1.41	2.67	8673.62	1.80	4828.04	5995.00	5548.35	1.08	1.23
2	HE400B	1.36					5439.50	5028.13	1.08	
3	HE360B	1.34					4966.50	4763.65	1.04	
4	HE340B	1.34					4699.75	4398.60	1.07	
5	HE300B	1.33					4100.25	3895.43	1.05	
6	HE320A	1.34					3421.00	3364.13	1.02	
7	HE300A	1.34					3093.75	2990.79	1.03	
8	HE260A	1.55					2387.00	2385.13	1.00	
9	HE240A	1.68					2112.00	2007.30	1.05	
10	HE220A	1.83					1768.25	1548.95	1.14	
11	HE220AA	1.86					1416.25	1148.65	1.23	
12	HE220AA	1.86					1416.25	682.31	2.08	




	HE300A	
HE180B	HE240B HE320A	
HE180B	HE240B HE320A	
HE180B	HE240B HE340A	
HE240B	HE650B HE400A	
HE240B	HE650B HE450A	
HE240B	HE650B HE500A	
HE280B	HE400x421 HE550A	
HE280B	HE400x421 HE600A	
HE280B	HE400x421 HE650A	
HE320B	HD400x677 HE700A	
HE320B	HD400x677 HE300M	
HE320B	HD400x677	

Fig. AN. 38 - Resultado final do pórtico gravítico

Variante 3

Quadro AN. 40 - Esforços nos elementos de contraventamento e características gerais de cálculo

Piso	Seção	$\bar{\lambda}$	T_1 (s)	V_{el} (kN)	q	V_d (kN)	$N_{pl,Rd}$ (kN)	N_{Ed} (kN)	Ω	$\frac{\Omega_{max}}{\Omega_{min}}$
1	HE700B	1.50	2.10	9611.43	1.38	6946.08	8426.00	7987.14	1.05	1.37
2	HE600B	1.42					7425.00	7220.90	1.03	
3	HE550B	1.40					6987.75	6941.54	1.01	
4	HE500B	1.38					6561.50	6363.06	1.03	
5	HE450B	1.37					5995.00	5714.54	1.05	
6	HE360B	1.34					4966.50	4956.87	1.00	
7	HE400A	1.37					4372.50	4328.12	1.01	
8	HE340A	1.35					3671.25	3588.84	1.02	
9	HE300A	1.34					3093.75	2941.45	1.05	
10	HE260A	1.55					2387.00	2306.84	1.03	
11	HE220A	1.83					1768.25	1721.54	1.03	
12	HE220AA	1.86					1416.25	1030.90	1.37	




	HE300A	
HE180B	HE280B HE320A	
HE180B	HE280B HE360A	
HE180B	HE280B HE450A	
HE240B	HE800M HE500A	
HE240B	HE800M HE600A	
HE240B	HE800M HE700A	
HE280B	HE 400x551 HE300M	
HE280B	HE 400x551 HE400M	
HE280B	HE 400x551 HE500M	
HE320B	HD400x990 HE600M	
HE320B	HD400x990 HE600M	
HE320B	HD400x990	

Fig. AN. 39 - Resultado final do pórtico gravítico

Variante 4

Quadro AN. 41 - Esforços nos elementos de contraventamento e características gerais de cálculo

Piso	Seção	$\bar{\lambda}$	T_1 (s)	V_{el} (kN)	q	V_d (kN)	$N_{pl,Rd}$ (kN)	N_{Ed} (kN)	Ω	$\frac{\Omega_{max}}{\Omega_{min}}$
1	HE450B	1.41	2.58	8652.23	1.78	4863.34	5995.00	5613.03	1.07	1.07
2	HE360B	1.34					4966.50	4955.87	1.00	1.07
3	HE360B	1.34					4966.50	4856.24	1.02	1.07
4	HE340B	1.34					4699.75	4364.63	1.08	1.16
5	HE320B	1.33					4435.75	3743.46	1.18	1.24
6	HE320B	1.33					4435.75	3330.36	1.33	1.17
7	HE360A	1.35					3927.00	2835.52	1.38	1.15
8	HE340A	1.35					3671.25	2403.91	1.53	1.25
9	HE320A	1.34					3421.00	1961.11	1.74	1.15
10	HE280A	1.44					2675.75	1527.22	1.75	1.04
11	HE240A	1.68					2112.00	1168.55	1.81	1.16
12	HE220AA	1.86					1416.25	699.44	2.02	1.12



	HE300A	
HE 180B	HE 240B HE320A	
HE 180B	HE 240B HE320A	
HE 180B	HE 240B HE340A	
HE 240B	HE 650B HE400A	
HE 240B	HE 650B HE450A	
HE 240B	HE 650B HE500A	
HE 280B	HE 400x42 1 HE550A	
HE 280B	HE 400x42 1 HE600A	
HE 280B	HE 400x42 1 HE650A	
HE 320B	HD400x677 HE700A	
HE 320B	HD400x677 HE300M	
HE 320B	HD400x677	


Fig. AN. 40 - Resultado final do pórtico gravítico

AN.10 - PÓRTICO 12Y2

EC8

Quadro AN. 42 - Esforços nos elementos de contraventamento e características gerias de cálculo

Piso	Seção	$\bar{\lambda}$	T_1 (s)	V_{rel} (kN)	q	V_{rd} (kN)	$N_{pl,Rd}$ (kN)	N_{Ed} (kN)	Ω	$\frac{\Omega_{max}}{\Omega_{min}}$
1(1º vão)	HE500M	1.38	1.48	11456.99	1.00	11456.99	9468.25	8985.11	1.05	1.24
2(1º vão)	HE400M	1.31					8959.50	8228.97	1.09	
3(1º vão)	HE700B	1.46					8426.00	7893.36	1.07	
4(1º vão)	HE600B	1.42					7425.00	7127.59	1.04	
5(1º vão)	HE550B	1.40					6987.75	6485.79	1.08	
6(1º vão)	HE450B	1.37					5995.00	5667.17	1.06	
7(1º vão)	HE400B	1.36					5439.50	4986.73	1.09	
8(1º vão)	HE400A	1.37					4372.50	4132.98	1.06	
9(1º vão)	HE360A	1.35					3927.00	3600.90	1.09	
10(1º vão)	HE300A	1.34					3093.75	2847.47	1.09	
11(1º vão)	HE240A	1.68					2112.00	2098.76	1.01	
12(1º vão)	HE220AA	1.86					1416.25	1219.08	1.16	
1(2º vão)	HE500M	1.38					9468.25	8559.78	1.11	
2(2º vão)	HE400M	1.31					8959.50	7956.37	1.13	
3(2º vão)	HE700B	1.46					8426.00	7671.03	1.10	
4(2º vão)	HE600B	1.42					7425.00	7136.27	1.04	
5(2º vão)	HE550B	1.40					6987.75	6525.12	1.07	
6(2º vão)	HE450B	1.37					5995.00	5729.69	1.05	
7(2º vão)	HE400B	1.36					5439.50	5029.55	1.08	
8(2º vão)	HE400A	1.37					4372.50	4221.97	1.04	
9(2º vão)	HE360A	1.35					3927.00	3301.53	1.19	
10(2º vão)	HE300A	1.34					3093.75	2621.70	1.18	
11(2º vão)	HE240A	1.68					2112.00	1964.05	1.08	
12(2º vão)	HE220AA	1.86					1416.25	1133.90	1.25	




	HE300A	
HE180B	HE300B HE340A	
HE180B	HE300B HE400A	
HE180B	HE300B HE500A	
HE240B	HD400x421 HE600A	
HE240B	HD400x421 HE700A	
HE240B	HD400x421 HE500M	
HE280B	HE 400x834 HE500M	
HE280B	HE 400x834 HE600M	
HE280B	HE 400x834 HE700M	
HE320B	HD400x1086 HE800M	
HE320B	HD400x1086 HE900M	
HE320B	HD400x1086	

Fig. AN. 41 - Resultado final do pórtico gravítico

Variante 1

Quadro AN. 43 - Esforços nos elementos de contraventamento e características gerais de cálculo

Piso	Seção	$\bar{\lambda}$	T_1 (s)	V_{el} (kN)	q	V_{d} (kN)	$N_{pl,Rd}$ (kN)	N_{Ed} (kN)	Ω	$\frac{\Omega_{max}}{\Omega_{min}}$
1(1º vão)	HE600B	1.46	1.65	11049.56	1.00	11049.56	7425.00	6932.77	1.07	1.21
2(1º vão)	HE550B	1.40					6987.75	6341.37	1.10	
3(1º vão)	HE500B	1.38					6561.50	6087.97	1.08	
4(1º vão)	HE450B	1.37					5995.00	5630.63	1.06	
5(1º vão)	HE400B	1.36					5439.50	5021.20	1.08	
6(1º vão)	HE340B	1.34					4699.75	4330.96	1.09	
7(1º vão)	HE320B	1.33					4435.75	3841.21	1.15	
8(1º vão)	HE320A	1.34					3421.00	3174.54	1.08	
9(1º vão)	HE300A	1.34					3093.75	2733.50	1.13	
10(1º vão)	HE240A	1.68					2112.00	2103.50	1.00	
11(1º vão)	HE220A	1.83					1768.25	1591.83	1.11	
12(1º vão)	HE180AA	2.25					1003.75	927.97	1.08	
1(2º vão)	HE600B	1.46					7425.00	6588.31	1.13	
2(2º vão)	HE550B	1.40					6987.75	6136.89	1.14	
3(2º vão)	HE500B	1.38					6561.50	5936.66	1.11	
4(2º vão)	HE450B	1.37					5995.00	5477.64	1.09	
5(2º vão)	HE400B	1.36					5439.50	4913.22	1.11	
6(2º vão)	HE340B	1.34					4699.75	4259.29	1.10	
7(2º vão)	HE320B	1.33					4435.75	3806.36	1.17	
8(2º vão)	HE320A	1.34					3421.00	3175.40	1.08	
9(2º vão)	HE300A	1.34					3093.75	2537.39	1.22	
10(2º vão)	HE240A	1.68					2112.00	2027.09	1.04	
11(2º vão)	HE220A	1.83					1768.25	1535.23	1.15	
12(2º vão)	HE180AA	2.25					1003.75	897.31	1.12	




	HE300A	
HE280B	HE280B HE320A	
HE280B	HE280B HE360A	
HE280B	HE280B HE400A	
HE400M	HE500M HE450A	
HE400M	HE500M HE550A	
HE400M	HE500M HE600A	
HD400x463	HD400x509 HE700A	
HD400x463	HD400x509 HE320M	
HD400x463	HD400x509 HE360M	
HD400x818	HD400x900 HE400M	
HD400x818	HD400x900 HE450M	
HD400x818	HD400x900	

Fig. AN. 42 - Resultado final do pórtico gravítico

Variante 2

Quadro AN. 44 - Esforços nos elementos de contraventamento e características gerais de cálculo

Piso	Seção	$\bar{\lambda}$	T_1 (s)	V_{el} (kN)	q	V_{d} (kN)	$N_{pl,Rd}$ (kN)	N_{Ed} (kN)	Ω	$\frac{\Omega_{max}}{\Omega_{min}}$
1(1º vão)	HE450B	1.41	1.88	10937.01	1.18	9266.83	5995.00	5371.26	1.12	1.25
2(1º vão)	HE400B	1.36					5439.50	4918.79	1.11	
3(1º vão)	HE360B	1.34					4966.50	4702.58	1.06	
4(1º vão)	HE340B	1.34					4699.75	4360.11	1.08	
5(1º vão)	HE300B	1.33					4100.25	3835.76	1.07	
6(1º vão)	HE320A	1.34					3421.00	3275.24	1.04	
7(1º vão)	HE300A	1.34					3093.75	2878.10	1.07	
8(1º vão)	HE260A	1.55					2387.00	2371.36	1.01	
9(1º vão)	HE240A	1.68					2112.00	1974.73	1.07	
10(1º vão)	HE220A	1.83					1768.25	1539.35	1.15	
11(1º vão)	HE220AA	1.86					1416.25	1159.59	1.22	
12(1º vão)	HE220AA	1.86					1416.25	664.63	2.13	
1(2º vão)	HE450B	1.41					5995.00	5183.66	1.16	
2(2º vão)	HE400B	1.36					5439.50	4805.02	1.13	
3(2º vão)	HE360B	1.34					4966.50	4614.75	1.08	
4(2º vão)	HE340B	1.34					4699.75	4285.69	1.10	
5(2º vão)	HE300B	1.33					4100.25	3783.23	1.08	
6(2º vão)	HE320A	1.34					3421.00	3239.54	1.06	
7(2º vão)	HE300A	1.34					3093.75	2881.55	1.07	
8(2º vão)	HE260A	1.55					2387.00	2383.87	1.00	
9(2º vão)	HE240A	1.68					2112.00	1895.53	1.11	
10(2º vão)	HE220A	1.83					1768.25	1500.35	1.18	
11(2º vão)	HE220AA	1.86					1416.25	1132.01	1.25	
12(2º vão)	HE220AA	1.86					1416.25	638.79	2.22	




	HE300A	
HE240B	HE240B HE320A	
HE240B	HE240B HE320A	
HE240B	HE240B HE340A	
HE550B	HE600B HE400A	
HE550B	HE600B HE450A	
HE550B	HE600B HE500A	
HD400x421	HD400x421 HE550A	
HD400x421	HD400x421 HE600A	
HD400x421	HD400x421 HE650A	
HD400x634	HD400x744 HE700A	
HD400x634	HD400x744 HE300M	
HD400x634	HD400x744	

Fig. AN. 43 - Resultado final do pórtico gravítico

Variante 3

Quadro AN. 45 - Esforços nos elementos de contraventamento e características gerais de cálculo

Piso	Seção	$\bar{\lambda}$	T_1 (s)	V_{el} (kN)	q	V_{d} (kN)	$N_{pl,Rd}$ (kN)	N_{Ed} (kN)	Ω	$\frac{\Omega_{max}}{\Omega_{min}}$
1(1º vão)	HE700B	1.50	1.59	11286.53	1.00	11286.53	8426.00	7759.32	1.09	1.48
2(1º vão)	HE600B	1.42					7425.00	7060.83	1.05	
3(1º vão)	HE550B	1.40					6987.75	6779.00	1.03	
4(1º vão)	HE500B	1.38					6561.50	6178.42	1.06	
5(1º vão)	HE450B	1.37					5995.00	5584.10	1.07	
6(1º vão)	HE360B	1.34					4966.50	4871.32	1.02	
7(1º vão)	HE400A	1.37					4372.50	4272.13	1.02	
8(1º vão)	HE340A	1.35					3671.25	3574.86	1.03	
9(1º vão)	HE300A	1.34					3093.75	3036.62	1.02	
10(1º vão)	HE260A	1.55					2387.00	2380.70	1.00	
11(1º vão)	HE220A	1.83					1768.25	1767.31	1.00	
12(1º vão)	HE220AA	1.86					1416.25	1021.47	1.39	
1(2º vão)	HE700B	1.50					8426.00	7435.72	1.13	
2(2º vão)	HE600B	1.42					7425.00	6865.91	1.08	
3(2º vão)	HE550B	1.40					6987.75	6619.09	1.06	
4(2º vão)	HE500B	1.38					6561.50	6181.01	1.06	
5(2º vão)	HE450B	1.37					5995.00	5607.35	1.07	
6(2º vão)	HE360B	1.34					4966.50	4908.90	1.01	
7(2º vão)	HE400A	1.37					4372.50	4270.33	1.02	
8(2º vão)	HE340A	1.35					3671.25	3607.94	1.02	
9(2º vão)	HE300A	1.34					3093.75	2824.81	1.10	
10(2º vão)	HE260A	1.55					2387.00	2250.07	1.06	
11(2º vão)	HE220A	1.83					1768.25	1682.17	1.05	
12(2º vão)	HE220AA	1.86					1416.25	957.38	1.48	




	HE300A	
HE280B	HE 280B HE320A	
HE280B	HE 280B HE400A	
HE280B	HE 280B HE450A	
HE800M	HE800M HE500A	
HE800M	HE800M HE600A	
HE800M	HE800M HE700A	
HD400x509	HD400x551 HE300M	
HD400x509	HD400x551 HE400M	
HD400x509	HD400x551 HE450M	
HD400x900	HD400x990 HE550M	
HD400x900	HD400x990 HE600M	
HD400x900	HD400x990	

Fig. AN. 44 - Resultado final do pórtico gravítico

Variante 4

Quadro AN. 46 - Esforços nos elementos de contraventamento e características gerais de cálculo

Piso	Seção	$\bar{\lambda}$	T_1 (s)	V_{el} (kN)	q	V_{d} (kN)	$N_{pl,Rd}$ (kN)	N_{Ed} (kN)	Ω	$\frac{\Omega_{max}}{\Omega_{min}}$
1(1º vão)	HE450B	1.41	1.83	10962.82	1.16	9475.40	5995.00	5517.90	1.09	1.12
2(1º vão)	HE360B	1.34					4966.50	4950.17	1.00	1.12
3(1º vão)	HE360B	1.34					4966.50	4803.83	1.03	1.09
4(1º vão)	HE340B	1.34					4699.75	4340.55	1.08	1.14
5(1º vão)	HE320B	1.33					4435.75	3817.73	1.16	1.23
6(1º vão)	HE320B	1.33					4435.75	3358.62	1.32	1.19
7(1º vão)	HE360A	1.35					3927.00	2859.25	1.37	1.16
8(1º vão)	HE340A	1.35					3671.25	2400.10	1.53	1.19
9(1º vão)	HE300A	1.34					3093.75	2001.48	1.55	1.15
10(1º vão)	HE280A	1.44					2675.75	1579.78	1.69	1.17
11(1º vão)	HE240A	1.68					2112.00	1198.91	1.76	1.25
12(1º vão)	HE220AA	1.86					1416.25	687.74	2.06	1.20
1(2º vão)	HE450B	1.41					5995.00	5328.12	1.13	
2(2º vão)	HE360B	1.34					4966.50	4845.36	1.03	
3(2º vão)	HE360B	1.34					4966.50	4716.00	1.05	
4(2º vão)	HE340B	1.34					4699.75	4278.28	1.10	
5(2º vão)	HE320B	1.33					4435.75	3775.34	1.17	
6(2º vão)	HE320B	1.33					4435.75	3330.13	1.33	
7(2º vão)	HE360A	1.35					3927.00	2849.34	1.38	
8(2º vão)	HE340A	1.35					3671.25	2410.22	1.52	
9(2º vão)	HE300A	1.34					3093.75	1890.60	1.64	
10(2º vão)	HE280A	1.44					2675.75	1533.54	1.74	
11(2º vão)	HE240A	1.68					2112.00	1167.54	1.81	
12(2º vão)	HE220AA	1.86					1416.25	668.06	2.12	



	HE300A	
HE240B	HE240B HE320A	
HE240B	HE240B HE320A	
HE240B	HE240B HE340A	
HE550B	HE800B HE400A	
HE550B	HE800B HE450A	
HE550B	HE800B HE500A	
HD400x421	HD400x421 HE550A	
HD400x421	HD400x421 HE800A	
HD400x421	HD400x421 HE850A	
HD400x634	HD400x677 HE700A	
HD400x634	HD400x677 HE300M	
HD400x634	HD400x677	


Fig. AN. 45 - Resultado final do pórtico gravítico

AN.11 - PÓRTICO 12X2

EC8

Quadro AN. 47 - Esforços nos elementos de contraventamento e características gerais de cálculo

Piso	Seção	$\bar{\lambda}$	T_1 (s)	V_{rel} (kN)	q	V_{rd} (kN)	$N_{pl,Rd}$ (kN)	N_{Ed} (kN)	Ω	$\frac{\Omega_{max}}{\Omega_{min}}$
1(1º vão)	HE500M	1.38	1.48	11482.80	1.00	11482.80	9468.25	8994.88	1.05	1.19
2(1º vão)	HE400M	1.31					8959.50	8395.40	1.07	
3(1º vão)	HE700B	1.46					8426.00	8016.29	1.05	
4(1º vão)	HE600B	1.42					7425.00	7355.77	1.01	
5(1º vão)	HE550B	1.40					6987.75	6670.90	1.05	
6(1º vão)	HE450B	1.37					5995.00	5848.83	1.02	
7(1º vão)	HE400B	1.36					5439.50	5127.61	1.06	
8(1º vão)	HE400A	1.37					4372.50	4334.78	1.01	
9(1º vão)	HE360A	1.35					3927.00	3584.35	1.10	
10(1º vão)	HE300A	1.34					3093.75	2846.31	1.09	
11(1º vão)	HE240A	1.68					2112.00	2109.50	1.00	
12(1º vão)	HE220AA	1.86					1416.25	1210.27	1.17	
1(2º vão)	HE500M	1.38					9468.25	8671.58	1.09	
2(2º vão)	HE400M	1.31					8959.50	8186.09	1.09	
3(2º vão)	HE700B	1.46					8426.00	7844.65	1.07	
4(2º vão)	HE600B	1.42					7425.00	7248.77	1.02	
5(2º vão)	HE550B	1.40					6987.75	6589.10	1.06	
6(2º vão)	HE450B	1.37					5995.00	5790.78	1.04	
7(2º vão)	HE400B	1.36					5439.50	5079.56	1.07	
8(2º vão)	HE400A	1.37					4372.50	4305.04	1.02	
9(2º vão)	HE360A	1.35					3927.00	3563.89	1.10	
10(2º vão)	HE300A	1.34					3093.75	2802.38	1.10	
11(2º vão)	HE240A	1.68					2112.00	2083.29	1.01	
12(2º vão)	HE220AA	1.86					1416.25	1193.70	1.19	




	HE 300A	HE 300A	HE 300A
HE 300B	HE300B HE 360A	HE240B HE 360A	HE240B HE 360A
HE 300B	HE300B HE 450A	HE240B HE 450A	HE240B HE 450A
HE 300B	HE300B HE 500A	HE240B HE 500A	HE240B HE 500A
HD400x421	HD400x421 HE 600A	HE320B HE 600A	HE320B HE 600A
HD400x421	HD400x421 HE 700A	HE320B HE 700A	HE320B HE 700A
HD400x421	HD400x421 HE 400M	HE320B HE 400M	HE320B HE 400M
HD400x634	HD400x634 HE 500M	HE300M HE 500M	HE300M HE 500M
HD400x634	HD400x634 HE 600M	HE300M HE 600M	HE300M HE 600M
HD400x634	HD400x634 HE 700M	HE300M HE 700M	HE300M HE 700M
HD400x990	HD400x1086 HE 800M	HE320M HE 800M	HE320M HE 800M
HD400x990	HD400x1086 HE 900M	HE320M HE 900M	HE320M HE 900M
HD400x990	HD400x1086	HE320M	HE320M

Fig. AN. 46 - Resultado final do pórtico gravítico

Variante 1

Quadro AN. 48 - Esforços nos elementos de contraventamento e características gerais de cálculo

Piso	Seção	$\bar{\lambda}$	T_1 (s)	V_{el} (kN)	q	V_{d} (kN)	$N_{pl,Rd}$ (kN)	N_{Ed} (kN)	Ω	$\frac{\Omega_{max}}{\Omega_{min}}$
1(1º vão)	HE600B	1.46	1.67	11117.32	1.00	11117.32	7425.00	6812.69	1.09	1.16
2(1º vão)	HE550B	1.40					6987.75	6365.21	1.10	
3(1º vão)	HE500B	1.38					6561.50	6063.88	1.08	
4(1º vão)	HE450B	1.37					5995.00	5628.74	1.07	
5(1º vão)	HE400B	1.36					5439.50	5075.04	1.07	
6(1º vão)	HE340B	1.34					4699.75	4440.78	1.06	
7(1º vão)	HE320B	1.33					4435.75	3857.23	1.15	
8(1º vão)	HE320A	1.34					3421.00	3241.45	1.06	
9(1º vão)	HE300A	1.34					3093.75	2683.60	1.15	
10(1º vão)	HE240A	1.68					2112.00	2110.76	1.00	
11(1º vão)	HE220A	1.83					1768.25	1588.23	1.11	
12(1º vão)	HE180AA	2.25					1003.75	921.72	1.09	
1(2º vão)	HE600B	1.46					7425.00	6655.61	1.12	
2(2º vão)	HE550B	1.40					6987.75	6270.77	1.11	
3(2º vão)	HE500B	1.38					6561.50	5993.59	1.09	
4(2º vão)	HE450B	1.37					5995.00	5487.24	1.09	
5(2º vão)	HE400B	1.36					5439.50	4960.88	1.10	
6(2º vão)	HE340B	1.34					4699.75	4349.25	1.08	
7(2º vão)	HE320B	1.33					4435.75	3834.53	1.16	
8(2º vão)	HE320A	1.34					3421.00	3226.49	1.06	
9(2º vão)	HE300A	1.34					3093.75	2671.54	1.16	
10(2º vão)	HE240A	1.68					2112.00	2103.54	1.00	
11(2º vão)	HE220A	1.83					1768.25	1582.84	1.12	
12(2º vão)	HE180AA	2.25					1003.75	918.79	1.09	




	HE300A	HE300A	HE300A
HE300B	HE280B HE320A	HE240B HE320A	HE240B HE320A
HE300B	HE280B HE360A	HE240B HE360A	HE240B HE360A
HE300B	HE280B HE450A	HE240B HE450A	HE240B HE450A
HE450M	HE500M HE500A	HE320B HE500A	HE320B HE500A
HE450M	HE500M HE550A	HE320B HE550A	HE320B HE550A
HE450M	HE500M HE600A	HE320B HE600A	HE320B HE600A
HD400x463	HD400x509 HE700A	HE300M HE700A	HE300M HE700A
HD400x463	HD400x509 HE300M	HE300M HE300M	HE300M HE300M
HD400x463	HD400x509 HE400M	HE300M HE400M	HE300M HE400M
HD400x818	HD400x900 HE450M	HE320M HE450M	HE320M HE450M
HD400x818	HD400x900 HE500M	HE320M HE500M	HE320M HE500M
HD400x818	HD400x900	HE320M	HE320M

Fig. AN. 47 - Resultado final do pórtico gravítico

Variante 2

Quadro AN. 49 - Esforços nos elementos de contraventamento e características gerais de cálculo

Piso	Seção	$\bar{\lambda}$	T_1 (s)	V_{el} (kN)	q	V_{d} (kN)	$N_{pl,Rd}$ (kN)	N_{Ed} (kN)	Ω	$\frac{\Omega_{max}}{\Omega_{min}}$
1(1º vão)	HE450B	1.41	1.9	10934.94	1.19	9219.66	5995.00	5278.40	1.14	1.25
2(1º vão)	HE400B	1.36					5439.50	4925.64	1.10	
3(1º vão)	HE360B	1.34					4966.50	4665.64	1.06	
4(1º vão)	HE340B	1.34					4699.75	4235.76	1.11	
5(1º vão)	HE300B	1.33					4100.25	3786.92	1.08	
6(1º vão)	HE320A	1.34					3421.00	3293.59	1.04	
7(1º vão)	HE300A	1.34					3093.75	2873.80	1.08	
8(1º vão)	HE260A	1.55					2387.00	2382.46	1.00	
9(1º vão)	HE240A	1.68					2112.00	1934.82	1.09	
10(1º vão)	HE220A	1.83					1768.25	1548.66	1.14	
11(1º vão)	HE220AA	1.86					1416.25	1165.86	1.21	
12(1º vão)	HE220AA	1.86					1416.25	661.16	2.14	
1(2º vão)	HE450B	1.41					5995.00	5114.40	1.17	
2(2º vão)	HE400B	1.36					5439.50	4814.91	1.13	
3(2º vão)	HE360B	1.34					4966.50	4569.43	1.09	
4(2º vão)	HE340B	1.34					4699.75	4272.62	1.10	
5(2º vão)	HE300B	1.33					4100.25	3822.55	1.07	
6(2º vão)	HE320A	1.34					3421.00	3327.58	1.03	
7(2º vão)	HE300A	1.34					3093.75	2857.24	1.08	
8(2º vão)	HE260A	1.55					2387.00	2376.65	1.00	
9(2º vão)	HE240A	1.68					2112.00	1935.57	1.09	
10(2º vão)	HE220A	1.83					1768.25	1496.92	1.18	
11(2º vão)	HE220AA	1.86					1416.25	1128.61	1.25	
12(2º vão)	HE220AA	1.86					1416.25	625.92	2.26	




	HE300A	HE300A	HE300A
HE240B	HE240B HE320A	HE240B HE320A	HE240B HE320A
HE240B	HE240B HE320A	HE240B HE320A	HE240B HE320A
HE240B	HE240B HE360A	HE240B HE360A	HE240B HE360A
HE600B	HE600B HE400A	HE320B HE400A	HE320B HE400A
HE600B	HE600B HE450A	HE320B HE450A	HE320B HE450A
HE600B	HE600B HE500A	HE320B HE500A	HE320B HE500A
HD400x421	HD400x421 HE550A	HE300M HE550A	HE300M HE550A
HD400x421	HD400x421 HE600A	HE300M HE600A	HE300M HE600A
HD400x421	HD400x421 HE650A	HE300M HE650A	HE300M HE650A
HD400x592	HD400x677 HE700A	HE320M HE700A	HE320M HE700A
HD400x592	HD400x677 HE300M	HE320M HE300M	HE320M HE300M
HD400x592	HD400x677	HE320M	HE320M

Fig. AN. 48 - Resultado final do pórtico gravítico

Variante 3

Quadro AN. 50 - Esforços nos elementos de contraventamento e características gerais de cálculo

Piso	Seção	$\bar{\lambda}$	T_1 (s)	V_{el} (kN)	q	V_{d} (kN)	$N_{pl,Rd}$ (kN)	N_{Ed} (kN)	Ω	$\frac{\Omega_{max}}{\Omega_{min}}$
1(1º vão)	HE700B	1.50	1.59	11317.03	1.00	11317.03	8426.00	7688.31	1.10	1.43
2(1º vão)	HE600B	1.42					7425.00	7155.26	1.04	
3(1º vão)	HE550B	1.40					6987.75	6831.62	1.02	
4(1º vão)	HE500B	1.38					6561.50	6295.01	1.04	
5(1º vão)	HE450B	1.37					5995.00	5677.54	1.06	
6(1º vão)	HE360B	1.34					4966.50	4964.24	1.00	
7(1º vão)	HE400A	1.37					4372.50	4334.20	1.01	
8(1º vão)	HE340A	1.35					3671.25	3657.09	1.00	
9(1º vão)	HE300A	1.34					3093.75	3000.83	1.03	
10(1º vão)	HE260A	1.55					2387.00	2372.40	1.01	
11(1º vão)	HE220A	1.83					1768.25	1766.32	1.00	
12(1º vão)	HE220AA	1.86					1416.25	1003.13	1.41	
1(2º vão)	HE700B	1.50					8426.00	7464.17	1.13	
2(2º vão)	HE600B	1.42					7425.00	7020.69	1.06	
3(2º vão)	HE550B	1.40					6987.75	6722.40	1.04	
4(2º vão)	HE500B	1.38					6561.50	6205.19	1.06	
5(2º vão)	HE450B	1.37					5995.00	5610.06	1.07	
6(2º vão)	HE360B	1.34					4966.50	4917.33	1.01	
7(2º vão)	HE400A	1.37					4372.50	4294.94	1.02	
8(2º vão)	HE340A	1.35					3671.25	3630.63	1.01	
9(2º vão)	HE300A	1.34					3093.75	2982.69	1.04	
10(2º vão)	HE260A	1.55					2387.00	2341.21	1.02	
11(2º vão)	HE220A	1.83					1768.25	1745.88	1.01	
12(2º vão)	HE220AA	1.86					1416.25	987.69	1.43	




	HE300A	HE 300A	HE300A
HE280B	HE280B HE340A	HE240B HE 340A	HE240 B HE340A
HE280B	HE280B HE400A	HE240B HE 400A	HE240 B HE400A
HE280B	HE280B HE450A	HE240B HE 450A	HE240 B HE450A
HE 800M	HE800M HE500A	HE320B HE 500A	HE320 B HE500A
HE 800M	HE800M HE600A	HE320B HE 600A	HE320 B HE600A
HE 800M	HE800M HE700A	HE320B HE 700A	HE320 B HE700A
HD400x509	HD400x551 HE300M	HE300M HE 300M	HE300 M HE300M
HD400x509	HD400x551 HE400M	HE300M HE 400M	HE300 M HE400M
HD400x509	HD400x551 HE500M	HE300M HE 500M	HE300 M HE500M
HD400x900	HD400x990 HE600M	HE320M HE 600M	HE320 M HE600M
HD400x900	HD400x990 HE700M	HE320M HE 700M	HE320 M HE700M
HD400x900	HD400x990	HE320M	HE320 M

Fig. AN. 49 - Resultado final do pórtico gravítico

Variante 4

Quadro AN. 51 - Esforços nos elementos de contraventamento e características gerais de cálculo

Piso	Seção	$\bar{\lambda}$	T_1 (s)	V_{el} (kN)	q	V_{d} (kN)	$N_{pl,Rd}$ (kN)	N_{Ed} (kN)	Ω	$\frac{\Omega_{max}}{\Omega_{min}}$
1(1º vão)	HE450B	1.41	1.83	10950.89	1.16	9417.77	5995.00	5389.28	1.11	1.14
2(1º vão)	HE360B	1.34					4966.50	4963.73	1.00	1.14
3(1º vão)	HE360B	1.34					4966.50	4740.69	1.05	1.10
4(1º vão)	HE340B	1.34					4699.75	4311.47	1.09	1.12
5(1º vão)	HE320B	1.33					4435.75	3830.85	1.16	1.23
6(1º vão)	HE320B	1.33					4435.75	3351.48	1.32	1.19
7(1º vão)	HE360A	1.35					3927.00	2886.27	1.36	1.16
8(1º vão)	HE340A	1.35					3671.25	2427.47	1.51	1.16
9(1º vão)	HE300A	1.34					3093.75	1983.24	1.56	1.13
10(1º vão)	HE280A	1.44					2675.75	1590.45	1.68	1.14
11(1º vão)	HE240A	1.68					2112.00	1200.95	1.76	1.25
12(1º vão)	HE220AA	1.86					1416.25	679.35	2.08	1.20
1(2º vão)	HE450B	1.41					5995.00	5260.28	1.14	
2(2º vão)	HE360B	1.34					4966.50	4891.05	1.02	
3(2º vão)	HE360B	1.34					4966.50	4678.72	1.06	
4(2º vão)	HE340B	1.34					4699.75	4257.31	1.10	
5(2º vão)	HE320B	1.33					4435.75	3789.89	1.17	
6(2º vão)	HE320B	1.33					4435.75	3318.67	1.34	
7(2º vão)	HE360A	1.35					3927.00	2850.22	1.38	
8(2º vão)	HE340A	1.35					3671.25	2400.99	1.53	
9(2º vão)	HE300A	1.34					3093.75	1965.31	1.57	
10(2º vão)	HE280A	1.44					2675.75	1566.39	1.71	
11(2º vão)	HE240A	1.68					2112.00	1184.34	1.78	
12(2º vão)	HE220AA	1.86					1416.25	668.85	2.12	



	HE300A	HE300A	HE300A
HE240B	HE240B HE320A	HE240B HE320A	HE240B HE320A
HE240B	HE240B HE320A	HE240B HE320A	HE240B HE320A
HE240B	HE240B HE360A	HE240B HE360A	HE240B HE360A
HE600B	HE600B HE400A	HE320B HE400A	HE320B HE400A
HE600B	HE600B HE450A	HE320B HE450A	HE320B HE450A
HE600B	HE600B HE500A	HE320B HE500A	HE320B HE500A
HD400x421	HD400x421 HE500A	HE300M HE500A	HE300M HE500A
HD400x421	HD400x421 HE600A	HE300M HE600A	HE300M HE600A
HD400x421	HD400x421 HE650A	HE300M HE650A	HE300M HE650A
HD400x634	HD400x677 HE650A	HE320M HE650A	HE320M HE650A
HD400x634	HD400x677 HE700A	HE320M HE700A	HE320M HE700A
HD400x634	HD400x677	HE320M	HE320M

Fig. AN. 50 - Resultado final do pórtico gravítico